

VŠB - Technická univerzita Ostrava  
Fakulta stavební  
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

**Zajištění stability výkopů v prostoru drážního tělesa**  
**The Stabilization of Excavation in the Railway Track**  
**Area**

Student:

Bc. Petra Pochylová

Vedoucí diplomové práce:

doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.

Ostrava 2015

VŠB - Technická univerzita Ostrava  
Fakulta stavební  
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

## Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Petra Pochylová**  
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství  
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika  
Téma: **Zajištění stability výkopů v prostoru drážního tělesa**  
**The Stabilization of Excavation in the Railway Track Area**

Zásady pro vypracování:

1. Úvod, popis stavebně-technických a územních podmínek
2. Charakteristika inženýrskogeologických, hydrogeologických a geotechnických poměrů lokality
3. Variantní návrh technického řešení stabilizace výkopů, včetně stavebně-technického popisu pažicích konstrukcí
4. Návrh technologického postupu realizace stavby a návrh geotechnického monitoringu
5. Statické posouzení návrhu pažicích konstrukce
6. Analýza a interpretace výsledků variantních návrhů řešení, včetně technicko-ekonomického srovnání.
7. Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

1. Hulla, J., Turček, P. *Zakladanie stavieb*. Jaga: Bratislava, 1998. ISBN 80-88905-05-2.
2. Vaniček, I., Vaniček M. *Earth Structures*. Kluwer Academic Publisher Group. ISBN 9781402039638.
3. Coduto, D. *Geotechnical Engineering*. Prentice Hall: New Jersey, 1999. ISBN 0-13-576380-0.
4. Rozsypal, A. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Jaga: Bratislava, 2001. ISBN 80-88905-44-3.
5. Brinkgreve, R.B.J. *Manual Plaxis*. Balkema. ISBN 90 5809 508 8.

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.**

Datum zadání: 27.02.2015

Datum odevzdání: 30.11.2015



doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.  
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
děkan fakulty

## **Prohlášení studenta**

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracovala samostatně pod vedením vedoucí diplomové práce a uvedla jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě.....

.....  
podpis studenta

Prohlašuji, že

byla jsem seznámena s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.

- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě.....

.....

podpis studenta

### *Poděkování*

*Na tomto místě bych ráda poděkovala vedoucí mé diplomové práce doc. RNDr. Evě Hrubéšové, Ph.D. za poskytnutý čas během konzultací a za mnohé rady, které mi pomohly při tvorbě této diplomové práce.*

*Dále bych chtěla poděkovat panu Ing. Pavlu Šípkovi z firmy Geoengineering, spol. s. r. o. za poskytnutí odborných rad, materiálů a samozřejmě za jeho čas během konzultací.*

*Také bych chtěla poděkovat panu Ing. Bohuslavu Navrátilovi (SŽDC s. o.) za jeho ochotu, čas a za poskytnutí materiálů a fotodokumentace.*

*V neposlední řadě děkuji také mé rodině a mým nejbližším, kteří mě během celé doby studia podporovali.*

## ANOTACE

Diplomová práce se zabývá problematikou zajištění stability výkopů v prostoru drážního tělesa. V úvodní části práce je popsáno konstrukční uspořádání pažení a dále jsou charakterizovány základní používané metody zajištění stability výkopů. Následně je práce zaměřena na jednu z nepoužívanějších technologií zajištění stability výkopů, a to na záporové pažení, které bylo aplikováno na konkrétním příkladu z praxe. Hlavním přínosem práce je návrh dalších variant zajištění stability výkopů na konkrétním příkladu z praxe. Výpočet je proveden v programových systémech Geo5 a Plaxis 2D. V závěru práce jsou srovnány výsledky variant a proveden návrh geotechnického monitoringu.

**Klíčová slova:** *pažení, záporové pažení, Geo5, Plaxis 2D, geotechnický monitoring*

## ANNOTATION:

This diploma thesis dealt with the stabilization of excavation in the railway track area. In the introductory part is described structural arrangement of sheeting and used methods of ensuring of stabilization of excavation are characterized too. Then the thesis focus on one of the most used technology of ensuring of stabilization of excavation - braced sheeting, which was applied on practical example. The main benefit of thesis is in proposal of others options of ensuring of stabilization of excavation on specific example from reality. The calculation is performed in software GEO5 and Plaxis 2D. The results of others variants are compared at the end of the thesis, proposal of geotechnical monitoring is performed too.

**Key words:** *sheeting, braced sheeting, Geo5, Plaxis 2D, geotechnical monitoring*

# OBSAH

1	ÚVOD.....	1
2	DRUHY VÝKOPŮ A JEJICH DEFINICE.....	3
3	PAŽENÍ SVISLÝCH STĚN VÝKOPU.....	4
3.1	Konstrukční uspořádání pažení .....	4
3.2	Rozdělení pažení.....	6
4	ZÁPOROVÉ PAŽENÍ.....	8
4.1	Základní prvky.....	8
4.2	Technologie provádění.....	10
4.2.1	Provádění zápor .....	10
4.2.2	Provádění pažin .....	10
4.2.3	Provádění rozpěr.....	11
4.2.4	Provádění kotev .....	12
4.2.5	Provádění převázek.....	12
4.3	Demontáž záporového pažení .....	13
5	CHARAKTERISTIKA LOKALITY .....	14
5.1	Geografické poměry .....	14
5.2	Hydrogeologické poměry.....	15
5.3	Inženýrsko-geologické poměry .....	15
6	INFORMACE O STAVBĚ .....	18
6.1	Identifikační údaje .....	18
6.2	Popis konstrukce mostu .....	20
6.2.1	Základní údaje o mostu.....	21
7	ZÁPOROVÉ PAŽENÍ ZE ŠTĚTOVNIC III <sup>n</sup> .....	22
7.1	Postup výstavby.....	23
7.2	Výpočet pažení v programovém systému GEO5 .....	25
7.2.1	Vstupní parametry .....	25
7.2.2	1. Etapa .....	27
7.2.3	2. Etapa .....	30
7.3	Posouzení jednotlivých částí – 1. Etapa.....	33
7.3.1	Posouzení zápor.....	33
7.3.2	Posouzení pažiny .....	33
7.3.3	Posouzení převázky .....	34
7.4	Posouzení jednotlivých částí – 2. Etapa.....	35
7.4.1	Posouzení zápor.....	35

7.4.2	Posouzení pažiny .....	35
7.4.3	Posouzení převázky .....	36
8	ZÁPOROVÉ PAŽENÍ Z OCELOVÝCH NOSNÍKŮ IPE 360 .....	37
8.1	Výpočet pažení v programovém systému Geo 5 .....	37
8.1.1	Vstupní parametry .....	37
8.1.2	1. Etapa .....	39
8.1.3	2. Etapa .....	42
8.1.4	1. Etapa – NOVÝ NÁVRH .....	46
8.1.5	2. Etapa – NOVÝ NÁVRH .....	49
8.2	Posouzení jednotlivých částí – 1. Etapa .....	52
8.2.1	Posouzení zápor .....	52
8.2.2	Posouzení pažiny .....	52
8.2.3	Posouzení převázky .....	53
8.3	Posouzení jednotlivých částí – 2. Etapa .....	53
8.3.1	Posouzení zápor .....	53
8.3.2	Posouzení pažiny .....	54
8.3.3	Posouzení převázky .....	54
9	PŘEHLED VÝSLEDKŮ Z PROGRAMU GEO 5 .....	55
10	VÝPOČET PAŽENÍ V PROGRAMU PLAXIS 2D .....	56
10.1	Vstupní data .....	56
10.1.1	Záporové pažení ze štětovic IIIn .....	57
10.1.2	Záporové pažení z IPE 360 .....	57
10.2	Postup modelování .....	58
10.3	Vyhodnocení výsledků .....	60
11	EKONOMICKÉ SROVNÁNÍ .....	66
12	GEOTECHNICKÝ MONITORING .....	67
12.1	Návrh geotechnického monitoringu .....	69
13	ZÁVĚR .....	71
14	POUŽITÁ LITERATURA .....	73
15	SEZNAM OBRÁZKŮ .....	74
16	SEZNAM TABULEK .....	76



## SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ

$\gamma$	objemová tíha zeminy	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{\text{sat}}$	objemová tíha zeminy nasycené vodou	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{\text{MO}}$	součinitel spolehlivosti materiálu	[-]
$\delta$	třecí úhel konstrukce-zemina	[°]
$\nu$	Poissonovo číslo	[-]
$\varphi_{\text{ef}}$	efektivní úhel vnitřního tření	[°]
$A$	průřezová plocha	[m <sup>2</sup> ]
$c_{\text{ef}}$	efektivní soudržnost (koheze)	[kPa]
$E$	modul pružnosti oceli	[MPa]
$E_{\text{def}}$	deformační modul	[MPa]
$f_y$	mez kluzu oceli	[MPa]
$G$	modul pružnosti oceli ve smyku	[MPa]
$I$	moment setrvačnosti	[m <sup>4</sup> ]
$l$	vzdálenost podpor	[m]
$M_{\text{max}}$	maximální ohybový moment	[kNm]
$m$	koeficient strukturní pevnosti	[-]
$n$	pórovitost	[%]
$P_{\text{max}}$	maximální tlak na konstrukci	[kPa]
$P_k$	kotevní síla	[kN]
$q_d$	přetížení povrchu	[kN/m <sup>2</sup> ]
$w$	deformace	[mm]
$W_y$	průřezový modul	[m <sup>3</sup> ]

# 1 ÚVOD

S nutností zajistit stabilitu výkopu při provádění staveb se setkáváme prakticky na každém kroku. Hustá zástavba měst v kombinaci se snahou stavět budovy o jednom i více podzemních podlaží vedou velmi často k nutnosti pažit výkopy i podchytávat stávající objekty.

Zajištěním rozumíme takovou úpravu výkopiště, která dovolí provedení výkopu a dalších následných prací ve výkopu tak, aby byla zajištěna bezpečnost osob, strojů i hmotného majetku uvnitř i vně výkopu. Zajištění výkopů bývá často nezbytné při provádění pozemních, dopravních i vodohospodářských staveb.

Zajištění stavebních výkopů lze dosáhnout svahováním, což ovšem klade velké nároky na místo. Proto v dnešní době existuje celá řada pažících konstrukcí. Například pažení příložné, zátažné, hnané a záporové, dále pažení pomocí štětovnicových, podzemním a pilotových stěn.

Výběru odpovídajícího zajištění výkopu je třeba věnovat velkou pozornost. Než začneme navrhovat způsob zajištění výkopu, je třeba znát několik důležitých informací. Jedná se především o výškové a půdorysné rozměry objektu, pro který výkop navrhujeme, dále inženýrsko-geologické a hydrogeologické poměry, vzdálenost stávajících objektů od výkopu a v neposlední řadě inženýrské sítě v blízkosti objektu.

Tato diplomová práce popisuje zajištění stability výkopů při rekonstrukci koleje č. 1 a 2 Sklenné nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou. Ostrov nad Oslavou je město v okrese Žďár nad Sázavou v kraji Vysočina. Důvodem rekonstrukce byla zastaralá hydroizolace, která již nebyla vodotěsná a také to, že římsy mostu a křídel byly nedostatečně vysoké, takže zemina byla při dešti splavována přes římsu. Navržená rekonstrukce spočívala v obnově hydroizolace klenby a nadbetonování říms, aby zemina již přes římsy nepřepadávala. Při této rekonstrukci bylo použito záporového pažení ze štětovnic IIIIn. Mezi tyto štětovnice, které od sebe byly vzdáleny 1,65 m, byla vsazena výdřeva z fošen. Kotvení zápor tyčovými kotvami Titan 40/16 bylo provedeno přes horizontální kotevní prahy ve čtyřech kotevních úrovních.

Hlavním úkolem diplomové práce je návrh dalších variant řešení stabilizace výkopů při této rekonstrukci, včetně technicko - ekonomického srovnání všech těchto variant.

Výpočet pažení bude proveden nejprve v programovém softwaru Geo5 – Pažení posudek dle ČSN 73 0037, bez redukce vstupních parametrů zemin. Zatížení konstrukce je stanoveno metodou závislých tlaků, která respektuje vzájemné spolupůsobení mezi zeminou a konstrukcí. Výstupem výpočtu budou průběhy zemního tlaku po konstrukci, průběh vnitřních sil v konstrukci, síly v kotvách a posudek vnitřní stability kotevního systému.

Dále bude výpočet proveden v programovém softwaru Plaxis 2D, který pracuje na principu metody konečných prvků. Výpočetní model bude zpracován pro nejméně příznivý příčný profil, tedy maximální výšku zajišťovaného výkopu. Výpočetní model respektuje geometrii terénu a provoz železniční dopravy na povrchu.

V závěru práce bude popsán návrh geotechnického monitoring pažící konstrukce.

## 2 DRUHY VÝKOPŮ A JEJICH DEFINICE

Výkopy lze rozdělit s ohledem na jejich geometrické vlastnosti do čtyř základních skupin. Patří sem:

- **Stavební rýha**, vykopávka o maximální šířce 2 m a maximální hloubce 16 m, kdy jeden půdorysný rozměr výrazně převažuje nad dvěma dalšími rozměry, tedy šířkou a hloubkou.
- **Stavební šachta**, vykopávka o maximální půdorysné ploše 36 m<sup>2</sup>, kde hloubkový rozměr převažuje nad rozměrem půdorysným.
- **Stavební jáma**, hloubený výkop o šířce větší než 2 m a hodnotě poměru délky k šířce větší než 6. Stavební jámy je možno rozdělit do čtyř základních typů, které se často vzájemně kombinují: [11]
  - *Svahované jámy*, které jsou bočně omezené svahy provedenými ve sklonu zajišťujícím jejich obvykle dočasnou stabilitu.
  - *Roubené jámy*, po obvodě omezené pažícími stěnami s doplňujícími podporovými konstrukcemi, zajišťujícími dočasnou nebo i trvalou stabilitu jámy. Současně užívaná terminologie dává přednost termínu *pažené jámy*.
  - *Těsněné jámy* se používají pro zakládání v propustných zeminách hluboko pod hladinou podzemní vody, kdy vznikají problémy s vodou přitékající do stavební jámy jejím dnem. Těsné pažící stěny nelze vždy zavázat do nepropustné zemní vrstvy, a proto se musí v řadě případů vybudovat kompletní těsnicí vana, která podstatně sníží průsaky do prostoru stavební jámy.
  - *Jímkové jámy (jímky)* jsou stavební jámy budované přímo ve vodě, nejčastěji pro vytvoření základů vodních a mostních staveb.
- **Zářez**, hloubený výkop, který není šachtou a jehož šířka musí být větší než 2 a poměr délky k šířce dna musí být větší nebo roven 6.

### 3 PAŽENÍ SVISLÝCH STĚN VÝKOPU

Pažení je obvykle finančně i časově náročná záležitost, proto se paží jen tam, kde je to nutné. Například v blízkosti stávajících objektů, v blízkosti inženýrských sítí, v blízkosti stávajících komunikací, tam kde to vyžaduje malá plocha staveniště nebo tam kde je hladina podzemní vody nad úrovní výkopu a nelze ji snížit čerpáním.

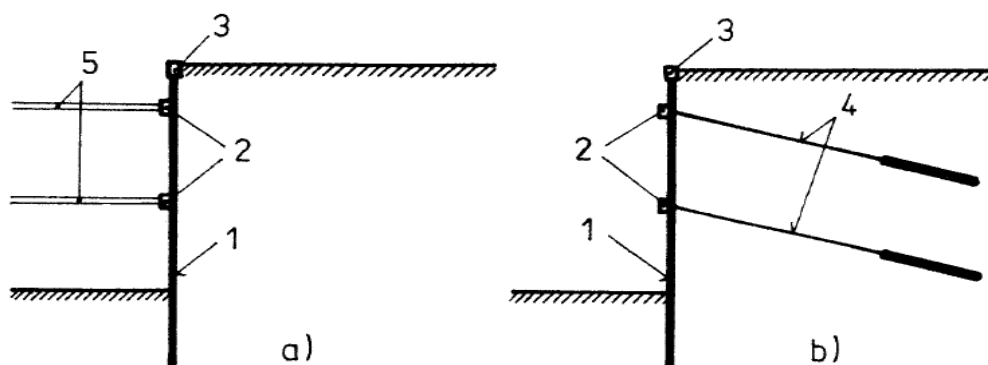
Podle české legislativy platí, že všechny výkopy hlubší než 1,5 m (v zástavbě 1,3 m) musí být zapaženy. Nezapažené stavební jámy a příkopy představují potenciální nebezpečí pro uvnitř pracující zaměstnance. S vyšší hloubkou samozřejmě narůstá také zemní tlak. Proto je nutné vždy zvážit, jaký typ pažení je bezpečné v daném výkopu použít.

Stavební rýhy se paží zvláště v zástavbě, a to z důvodu nedostatku místa pro svahovaný výkop. Stavební šachty se musí pažit vždy. Stavební jámy, zvláště hluboké 6 až 8 m, se rovněž většinou paží, neboť to i v případech dostatku prostoru nebývá dražší. Je však vhodné ekonomické srovnání obou variant. [12]

#### 3.1 Konstrukční uspořádání pažení

Konstrukce pažené jámy se skládá obvykle ze tří základních typů konstrukčních prvků, z nich každý má odlišnou funkci v celkové konstrukci (obr. 1). Jedná se o: [11]

- pažení,
- roznášecí prahy (převázky), v případě potřeby také ztužující věnec,
- podpěrné konstrukce (rozpěry nebo kotvy)



Obr. 1: Hlavní části konstrukce pažené stavební jámy [11, 12]

a) rozepřené pažení, b) kotvené pažení;

1- pažící stěna, 2 – roznášecí prahy, 3 – horní věnec, 4 – kotvy, 5 – rozpěry

Pažení je ta část konstrukce pažené jámy, která bezprostředně přiléhá k hornině a zajišťuje spolu s dalšími prvky bezpečnost stěn jámy nejen proti celkovému sesutí, ale i proti erozi, vypadávání menších objemů horniny a u nepropustných pažení i proti pronikání podzemní vody. Pažení jámy uplatňuje svou nosnou schopnost především ve vodorovném směru, v některých případech i ve směru svislém. [11]

Roznášecí prahy (převázky) jsou vodorovné nebo mírně skloněné nosníky, které přiléhají k pažení a umožňují roznesení velkých soustředěných sil z podpor na větší plochu pažení. Roznášecí prahy se zhotovují v jedné nebo více výškových úrovních. Vedle podstatné statické funkce plní též funkci ztužení celého konstrukčního systému pažené jámy a zajišťují vyrovnavání deformací dílčích částí pažicí konstrukce. [11]

Podpěrné konstrukce jsou prvky konstrukce pažené jámy, jimiž se realizují reakce horninových a dalších tlaků působících na pažení. Podle charakteru sil, které vznikají v podpěrných konstrukcích působením tlaků na pažení, rozeznáváme podpěrné konstrukce:

- rozpěrné, jimiž se tlakové reakční síly přenášejí rozpěrami buď do protilehlého pažení, nebo do horninového prostředí dna jámy,
- kotvené, u nichž jsou reakční síly realizovány tahovými silami v kotvách a přeneseny do horninového prostředí za pažením. [11]

Kotvení je velmi frekventovanou metodou speciálního zakládání, která umožňuje přenos značných tahových sil ze stavební konstrukce do horninového prostředí, případně slouží ke stabilizaci zemního či horninového masivu samostatnými předepnutými horninovými kotvami. Používají se tudíž nejen jako podpory u pažení stavebních jam, ale též pro zajištění stability zemních svahů, včetně sanace svahů sesutých, pro stabilizaci skalních stěn v zářezích a odřezích, pro stabilizaci tunelových portálů a stěn podzemních kaveren, pro zajištění stavebních konstrukcí proti vyplavání působením vztlaku, případně proti posunutí či překlopení. [11]

Konstrukce pažené stavební jámy může být navržena v různých variantách a kombinacích uvedených tří základních prvků, přičemž některé prvky mohou chybět. Konstrukce pažené jámy může být např. tvořena jen pažicí stěnou vetknutou do podloží dna jámy, nebo naopak může být u jam ve skalních horninách zredukována pouze na kotevní prvky. [11]

## 3.2 Rozdělení pažení

V dnešní době se nejvíce používají tyto následující způsoby pažení:

- Pažení příložné, zátažné a hnané (pouze u rýh a menších šachet)
- Záporové pažení
- Štětové stěny
- Pilotové stěny
- Podzemní stěny
- Stěny ze sloupů z tryskové injektáže

Tyto konstrukce se často kombinují s kotevním či rozpěrným systémem.

Příložné pažení se používá v soudržných i nesoudržných zeminách. Podle soudržnosti zeminy se pažiny kladou buď na sraz nebo s mezerami, vodorovně nebo svisle.

Zátažné pažení se hodí do zavlhlých písků a měkkých jílů. Stěny jsou tvořeny svislými pažinami, které se postupně (jedna po druhé) zatahují.

Hnané pažení se provádí ve zvodněných soudržných i nesoudržných zeminách, kde teprve zaražením pažin získáme zabezpečený uzavřený prostor, ve kterém můžeme pracovat. Je to nákladný a nejtěžší způsob pažení.

Záporové pažení (tzv. berlínské) se skládá ze zápor, pažin a případně z kotev provedených přes ocelové převázky. Záporové pažení nemůžeme zřizovat v balvanitých zeminách, kde zápor nelze beranit do potřebné hloubky. Tato metoda, která je ze všech metod nejrozšířenější, se používá pouze nad hladinou podzemní vody.

Štětové stěny se skládají z jednotlivých válcovaných ocelových prvků (u nás nejčastěji Larseny), které jsou vedle sebe zabírány nejčastěji do nepropustného podloží a spojeny pomocí zámků. Štětové stěny, jakožto těsnicí konstrukce pažení, se využívají dosti výjimečně, a to zejména v souvislosti s dlouhodobou ochranou proti podzemní vodě.

Pilotové stěny představují jednu z nejužívanějších konstrukcí trvalých pažicích a konstrukčních stěn, neboť v souvislosti s vývojem dostatečně produktivních vrtných souprav cenově významně konkurují stěnám podzemním. Nevýhodou těchto stěn je možnost většího vzniku netěsností a to zvláště pak v komplikovaných geotechnických podmínkách.

Podzemní stěny se používají k zapažení hlubokých výkopů jako konstrukce pažicí, zároveň ale mohou být i trvalou součástí suterénů staveb jako stěny konstrukční. Podzemní stěny se rovněž používají k oddělení dvou zemních prostředí jako stěny těsnící. Největší využití podzemních stěn je při výstavbě podzemních garáží.

Trysková injektáž je náročná technologie, která se provádí za účelem zlepšení geotechnických vlastností zemin. Nevýhodou je poměrně vysoká cena provádění a relativně nízká únosnost v ohybu.

Z hlediska délky provozního působení rozeznáváme pažení dočasná a trvalá. Dočasná pažení plní svou stavební a statickou funkci jen po dobu výstavby. U dočasných pažení je třeba technicky a ekonomicky zvážit možnost a vhodnost odstranění. Za dočasné pažení jsou považovány konstrukce s životností do 2 let. Na rozdíl od dočasného pažení působí trvalé pažení po celou dobu životnosti vlastní stavby. Trvalé pažení je buď částečně, nebo celé definitivním stavebním prvkem a začleňuje se do konečné stavby jako jeho konstrukční součást. Musí proto vyhovovat požadavkům na pažení i na konečnou funkci stavby. [11]

Dále se pažení může dělit s ohledem na použitou mechanizaci a to na pažení prováděné pomocí těžké mechanizace a na pažení prováděné pomocí lehké mechanizace. Pažení pomocí těžké mechanizace je prováděno stroji značných rozměrů. Jde o pažení, které většinou nelze provádět do tvrdších skalních hornin (např. štětové stěny, podzemní stěny, velkopřůměrové piloty, atd.). Pažení prováděné lehkou mechanizací je realizováno stroji i velmi malých rozměrů. Do této skupiny se řadí pažení prováděné pomocí mikrozápor nebo mikropilot.

V neposlední řadě se pažení může rozdělit z hlediska propustnosti na pažení propustné (záporové pažení, pilotové stěny) a nepropustné (štětové a podzemní stěny).



## 4 ZÁPOROVÉ PAŽENÍ

Záporovému pažení se říká též „berlínské pažení“ a to v souvislosti s výstavbou berlínského metra (U-Bahn) na přelomu 19. a 20. století, kde byla tato metoda použita poprvé. Realizace záporového pažení je poměrně rychlá, a proto taky často používaná metoda pro zajištění svislých stěn výkopu stavební jámy.

Výhodou tohoto pažení je menší objem zemních prací oproti svahovaným jámám, dále také hospodárnost, protože konstrukci je možné po založení objektu rozebrat a použít opět znovu. Pro urychlení postupu výstavby je možné pažení ponechat v zemině jakožto ztracené bednění. Mezi nevýhody pak patří větší pracnost tohoto systému a přísnější požadavky na přesnost a na technologický postup při práci v blízkosti okolní zástavby.

Záporové pažení je vhodné do suchých případně vlhkých zemin, kde hladina podzemní vody je pod dnem stavební jámy nebo kde je možné hladinu podzemní vody odvodnit a snížit pod dno stavební jámy. Používá se převážně tam, kde není možné vytvořit svahovanou jámu čili ve stísněných podmínkách (v blízkosti starších objektů, komunikací a inženýrských sítí). Často se taky provádí v kombinaci se svahem nebo podzemními stěnami. Lze s nimi zabezpečit stavební jámy hluboké až 20 metrů. [7, 9]

### 4.1 Základní prvky

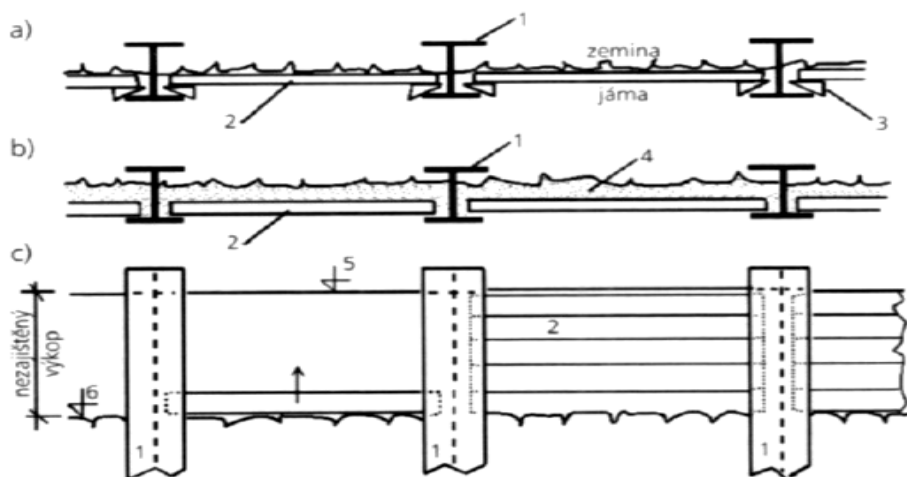
Základními prvky záporového pažení jsou záporny a pažiny. Záporny jsou svislé nosníky z ocelových válcovaných profilů nejčastěji typu I, HEB nebo zdvojených profilů tvaru U. Navrhují se obvykle v osové vzdálenosti od 1,0 do 3,0 m, přičemž zcela nejtypičtější jsou osové vzdálenosti kolem 2,0 m. Do horninového prostředí jsou zabírány, zavibrovány nebo zapuštěny do vrtů. Zhotovují se po obvodě stavební jámy a měly by být zaraženy minimálně 1,5 m pod dno stavební jámy. [7, 9]

Pažiny se vkládají mezi jednotlivé záporny při postupném hloubení jámy a vytváří stěnu odolávající zemnímu tlaku. Jsou většinou dřevěné a to z kulatiny nebo hraněného řeziva. Použity mohou být i ocelové pažiny, pažiny z vlnitého plechu nebo prefabrikovaný či monolitický železobeton. Ve vhodných geologických poměrech (málo tlačivé zeminy a poloskalní horniny) lze prostor mezi záporny opatřit stříkaným betonem s výztužnou sítí, která se přivaří k záporům. [7, 9]

Zápor a pažiny bývají často doplněny podpěrnými konstrukcemi, které jsou tvořeny rozpěrami nebo kotvami s převážkami. Rozpěry mohou být dřevěné z kulatiny, častější však z válcovaných ocelových prvků nebo ocelových rour. Opírají se obvykle o každou záporu. Jejich počet lze zmenšit, když mezi rozpěru a záporu vložíme převážky, ocelové podélné prvky tvaru U, které přenáší síly z více zápor do rozpěry. Rozpěry se většinou provádějí v případech malých vzdáleností protilehlých pažících stěn. Nevýhodou je zmenšení manipulačního prostoru ve stavební jámě. [7, 9]

Kotvy stabilizují záporové stěny především u hlubších výkopů. Jejich funkcí je vytvoření podpory, která přenáší zatížení pažící konstrukce do horninového prostředí. Používají se pramencové horninové kotvy, které se osazují přes převážky do míst mimo záporu nebo se umísťují mezi stojiny zápor tvořených z dvou profilů tvaru U. Výhodou použití kotev je volný manipulační prostor ve stavební jámě. V rozích a výklencích, kde by byla realizace kotev obtížná, se pažící konstrukce rozpírá rozpěrami. [7, 9]

Převážky jsou vodorovné nebo mírně skloněné nosníky z ocelových profilů, nejčastěji tvořené dvojicí válcovaných profilů I nebo U. Umožňují roznesení velkých soustředných sil z podpor a kotev na větší plochu pažení. Zpravidla přesahují dvě i více zápor a tvoří opěrnou konstrukci pro hlavy kotev. Společně s nimi mohou být předsazené nebo skryté. Převážky mohou staticky působit jako prostě uložené nosníky nebo jako nosníky spojitě. [7, 9]



Obr. 2: Schéma záporového pažení [7, 9]

a – pažení s klíny, b – pažení se zásypem, c – pohled na pažení;

1 – zápora, 2 – pažina, 3 – klín, 4 – zásypový materiál, 5 – terén, 6 – úroveň dílčího výkopu

## 4.2 Technologie provádění

### 4.2.1 Provádění zápor

Zápory (s výjimkou dvojic U nosníků) lze beranit či vibrovat, a to ve vhodných základových půdách, kde je tato technologie reálná. Současně je třeba dbát na měření dynamických účinků při této práci tak, aby nedošlo k poškození či ovlivnění sousední zástavby. Na městských staveništích se však zápory vesměs vkládají do vrtů. Jejich průměr se volí podle použitých zápor od 400 do 650 mm. Nejtypičtější jsou průměry vrtů 630 mm, které umožní jistý posun zápor při jejich osazování za účelem dosažení přesné polohy. Zápory se obvykle osazují jeřábem, po vycentrování se opřou o dno vrtu a u jeho ústí se poloha zajistí klíny, či jiným vhodným způsobem. Vetknutá část zápor, jež by neměla být kratší než 1,5 m (bez ohledu na statické posouzení), bývá ve vrtu stabilizována hubeným betonem (C 8/10, cementovou či vápennou stabilizací, nebo pouze mokřým pískem). Je třeba uvědomit si, že průměr vrtu, jakož i způsob stabilizace vrtu pode dnem budoucího výkopu má vliv na velikost zemního tlaku v této oblasti, tudíž i na výsledky výpočtu pažení. Vrt v části nade dnem jámy se obvykle volně zasype vyvrtanou zeminou, z níž je separována velmi hrubá frakce (přes 60 mm). Záporové pažení velkých stavebních jam či rýh se obvykle provádí proudově, tzn., že jedna (či více) osádka (osádek) realizuje postupně zápory a po krátké prodlevě druhá četa provádí pažení. Zde je vždy potřebná součinnost mezi osádkou provádějící výdřevu a obsluhou zemního stroje, který jámu hloubí. Je třeba, aby se zabránilo nadměrnému těžení zeminy za záporami, na straně druhé je snahou omezit ruční dokopávky na minimum. [12]

### 4.2.2 Provádění pažin

Po provedení výkopu na vhodnou hloubku, jež závisí především na charakteru základové půdy, se ihned osazuje výdřeva. V zásadě se vždy dřeví za příruby zápor, přičemž v horní etáži se pažiny zasouvají shora. Délka zasunutí pažiny za přírubu zápor by měla být nejméně 1/5 šířky příruby. Ihned po osazení jedné či několika pažin se prostor za rubem pažin zasype vhodnou zeminou, nejlépe hlinitým pískem, a ručně (palicí) se zhutní ve vrstvách tloušťky do 0,1 m. Této pracovní fázi je třeba věnovat mimořádnou pozornost, neboť významně rozhoduje o následném chování záporového pažení. V následující fázi se buď podle navrženého pažení realizují stabilizační prvky (rozpěry, kotvy a převázky –

v případě rozepršeného či kotveného pažení), nebo se pokračuje s výdřevou (v případě pažení volně stojícího) a výdřeva pažení se provádí po příslušné stabilizaci. Výdřevu následujících fází pažení již nelze zasouvat shora, musí být ukládána z lince pažení, což znamená, že úprava její délky musí být prováděna na místě. Opět je krajně důležité zaplňování prostoru za rubem výdřevy vhodnou zhutněnou zeminou. Toho nelze pochopitelně docílit v případě poslední pažiny, kdy není místo pro zasypání. Je však třeba snažit se o minimalizaci takto vzniklých „kaveren“ za rubem pažení. Výdřeva se v případě pažení s pracovním prostorem klínuje pomocí dřevěných klínů proti přírubám zápor, čímž se zemina za rubem pažení aktivuje a deformace pažící stěny se minimalizují. Doporučuje se nakonec zajistit klíny pomocí svislých latí, jež jsou na povrch pažení přibity. Klíny se nepoužívají v případě pažení, jež slouží jako ztracené bednění. Zde bývá naopak požadavek na zcela rovný líc pažení, jehož povrch se často opatřuje i omítkou se zednickou úpravou povrchu. Pažiny v tomto případě jsou vždy hraněné (hranoly tl. 60 – 120 mm, výjimečně i fošny tloušťky nejméně 60 mm – podle statického posouzení). V ostatních případech není požadavek na rovinnost povrchu pažení až tak přísný a lze použít i nehraněné pažiny, jako jsou polštáře, či dokonce kuláče. V tomto případě je třeba správně stanovit jejich průměr, neboť minimální tloušťka výdřevy bývá ve statickém posudku udána pro obdélníkový průřez, resp. pro průřez šířky 1,0 m. [12]

#### **4.2.3 Provádění rozpěr**

Rozpěry lze výjimečně navrhovat jako šikmé, opřené patou například o vybudovaný základ, nebo vodorovné, kdy v nepříliš širokých jámách či rýhách jde o vzájemné rozepršení. Rozpěry nebývají předepnuty, musí být však alespoň aktivovány. S tím je třeba počítat při stanovení deformací pažící konstrukce. [12]

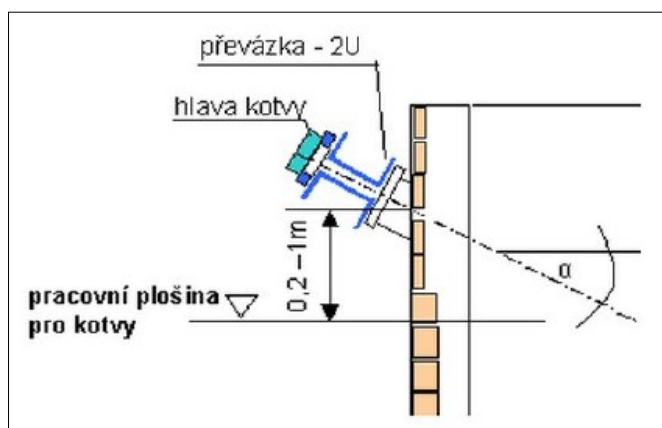
Pažící konstrukce se může rozeprít v jedné nebo ve více úrovních. Jednotlivé úrovně podepršení se provádí průběžně s hloubením výkopu a osazováním pažin. Ve svislém směru je obvyklá vzdálenost jednotlivých úrovní přibližně 2 m. Rozpěry jsou obvykle z jednoho kusu pro šířku jam do 6 až 8 m. Širší jámy než 8 m se rozpírají ocelovými prvky nebo kuláči, které se nastavují na vodorovných kleštinách z nosníků tvaru U, připevněných na ocelové stojky. Vložené v ose jámy po 6 m od sebe. Rozpěry, které neleží v rovině stojky, se opírají o nosníky tvaru U, mezi nimiž je mezera, která se vyplňuje špalkem a klíny. [7,9]

#### 4.2.4 Provádění kotev

Základní operací je provedení vrtu o průměru 100 až 200 mm, do něhož se vsune kotva, upevní se v kořeni a provede injektáž. Po technologické pauze je možno kotvu napnout na požadovanou sílu. Vlastní kotvení po výšce pažící konstrukce se provádí průběžně během hloubení stavební jámy. Dočasné dno jámy se zřizuje v hloubce 0,5 až 1 m pod jednotlivými kotevními úrovněmi. Po osazení, předeptnutí a vyzkoušení kotev v jedné úrovni se provede v dílčích etapách výkop k další úrovni zakotvení a postup se opakuje. Provádí se v jedné nebo ve více úrovních pod sebou, maximálně však ve 3, kvůli poměrně malé tuhosti ocelové zápor. [7,9]

Pro uspořádání kotev v podpěrném systému jsou obvyklé následující parametry: rozteč 2 až 4 m, vzdálenost mezi jednotlivými úrovněmi řad 2,5 – 5 m, minimální sklon  $10^\circ$ , běžný sklon  $15^\circ$  až  $30^\circ$ , maximální sklon  $45^\circ$ . [7,9]

Při kotvení záporových stěn používáme ocelové převázky, na které se osazují hlavy kotev. V některých případech lze kotvení provádět i bez použití převázek, pomocí ocelových desek. Podmínkou tohoto způsobu je mít vedle sebe vetknutou dvojici zápor profilu I. Ocelové desky, se k záporům přivařují. [7,9]



Obr. 3: Kotvení pomocí převázek [3]

#### 4.2.5 Provádění převázek

Převázky se obvykle navrhují ob 2 zápor. Díky tomu se můžeme vyhnout problémům, které vznikají např. nepřesným uložením zápor. Používají se v kombinaci s kotvením, kdy se na převázky osazují hlavy kotev, což umožňuje volný prostor v jámě. [7,9]

### 4.3 Demontáž záporového pažení

Pokud se záporové pažení neponechá v zemině jako část konstrukce podzemního objektu nebo jako ztracené bednění může se odstranit, ale není to podmínkou. Většinou se demontuje dočasné pažení, které splní a ukončí svou funkci. [12]

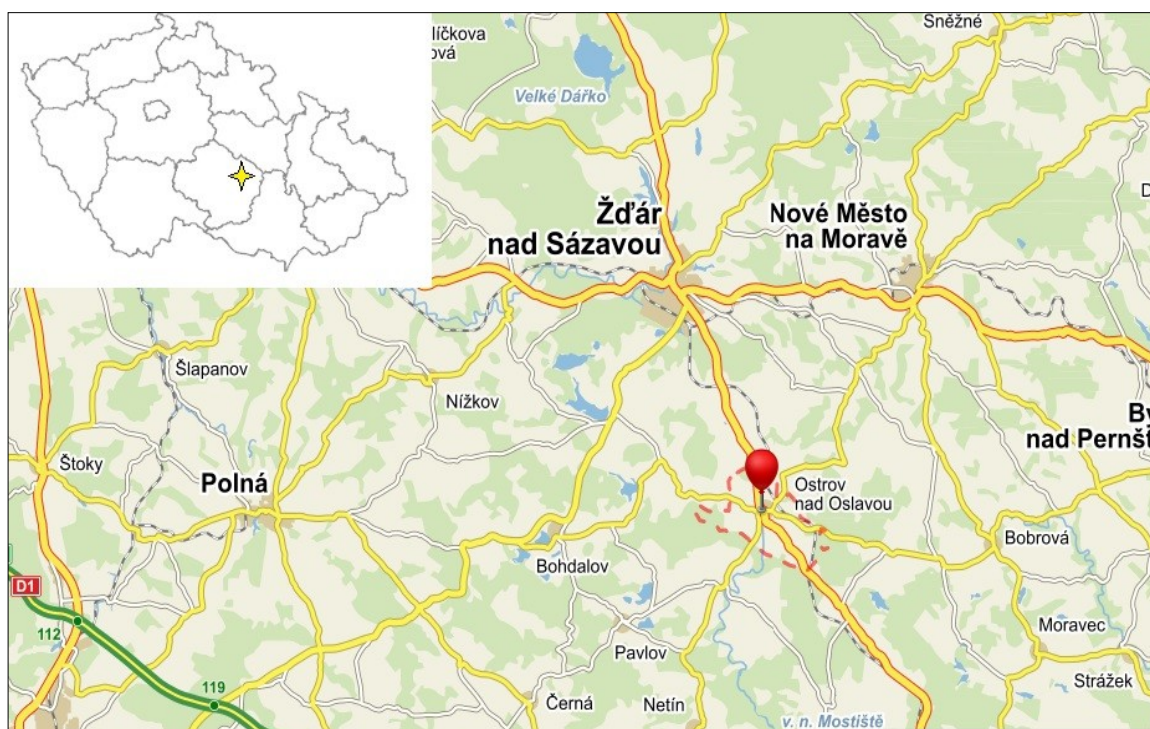
V případě záporového pažení s pracovním prostorem lze provést následující pracovní postup:

- po položení obvodové drenáže mezi objektem a pažením se demontují pažiny na výšku kolem 1,0 m a prostor mezi objektem a základovou půdou se zasype vhodnou zeminou, která se po vrstvách hutní
- takto se postupuje až k úrovni převázky, popř. až k povrchu pažení
- pokud je pažení kotvené přes převázku, kotva se deaktivuje a převázka se demontuje a vytáhne (kotva se v zemi ponechá)
- po likvidaci všech pažin a zásypu rýhy na celou výšku se záporny vytáhnou. Používá se při tom speciálního zařízení na principu obráceného beranu, kterým se zápora uvolní a povytáhne, poté se použije k vytažení mobilní jeřáb. V některých případech však pažiny z výkopů demontovat nelze a tak zůstávají trvalou součástí zásypu objektu.

## 5 CHARAKTERISTIKA LOKALITY

### 5.1 Geografické poměry

Ostrov nad Oslavou se nachází 9 kilometrů jihovýchodně od Žďáru nad Sázavou v kraji Vysočina. K Ostrovu nad Oslavou náleží rovněž 2 kilometry vzdálená místní část Suky. Příslušnou obcí s rozšířenou působností je město Žďár nad Sázavou. Počet trvale žijících osob obce se pohybuje kolem 920 obyvatel. Název Ostrov nad Oslavou je pro označení obce používán od roku 1920. Ostrov nad Oslavou leží v nadmořské výšce 530 metrů. Ostrovem protéká řeka Oslava a Bohdalovský potok. Ostrovský katastr čítá 933 hektarů. [14]



Obr. č. 1: Lokalizace zájmového území [10]

Z turistického a geografického hlediska patří Ostrov nad Oslavou do širší oblasti Českomoravské vrchoviny. Českomoravská vrchovina (dříve Českomoravská krabatina nebo Českomoravská vysočina) lidově Vysočina, svých mírně zvlněných hřbetů nabyла během dlouhotrvajících geologických epoch od algonkia v starohorách až po trias. Spolu s Šumavou patří k nejstarším pohořím Českého masívu. [18]

## 5.2 Hydrogeologické poměry

Není uvažováno s ovlivněním podzemní vodou, protože se jedná o stavební práce nad klenbou mostu.

## 5.3 Inženýrsko-geologické poměry

V rámci požadovaného průzkumu byl realizován vrt JV5 na jižní straně železničního mostu v blízkosti „Havlíčkobrodské“ opěry. Vrt se nepodařilo dokončit, protože v úrovni 0,2 m bylo navrtáno kamenné dláždění, uložené do betonu, přes které nedokázala vrtná technika projít. Vrt byl proto několikrát posunut k jihu, ale nepodařilo se najít místo bez kamenného dláždění. Kamenné dláždění se nachází v prostoru pod mostem, kde je viditelné a i mezi protilehlými mostními křídly kde je překryto trávníkem. [17]

Jelikož se pouze opravovala dosavadní konstrukce, geologický průzkum nebyl až tak podstatný při této rekonstrukci. Výchozím podkladem o geologické stavbě v zájmovém území byla fotodokumentace průběhu výkopových prací a ústní popis.

Výkopy, které byly přiřazeny do 2 a 3 třídy těžitelnosti podle ČSN 73 3050 se nahradily štěrkem s příměsí jemnozrnné zeminy. [17]

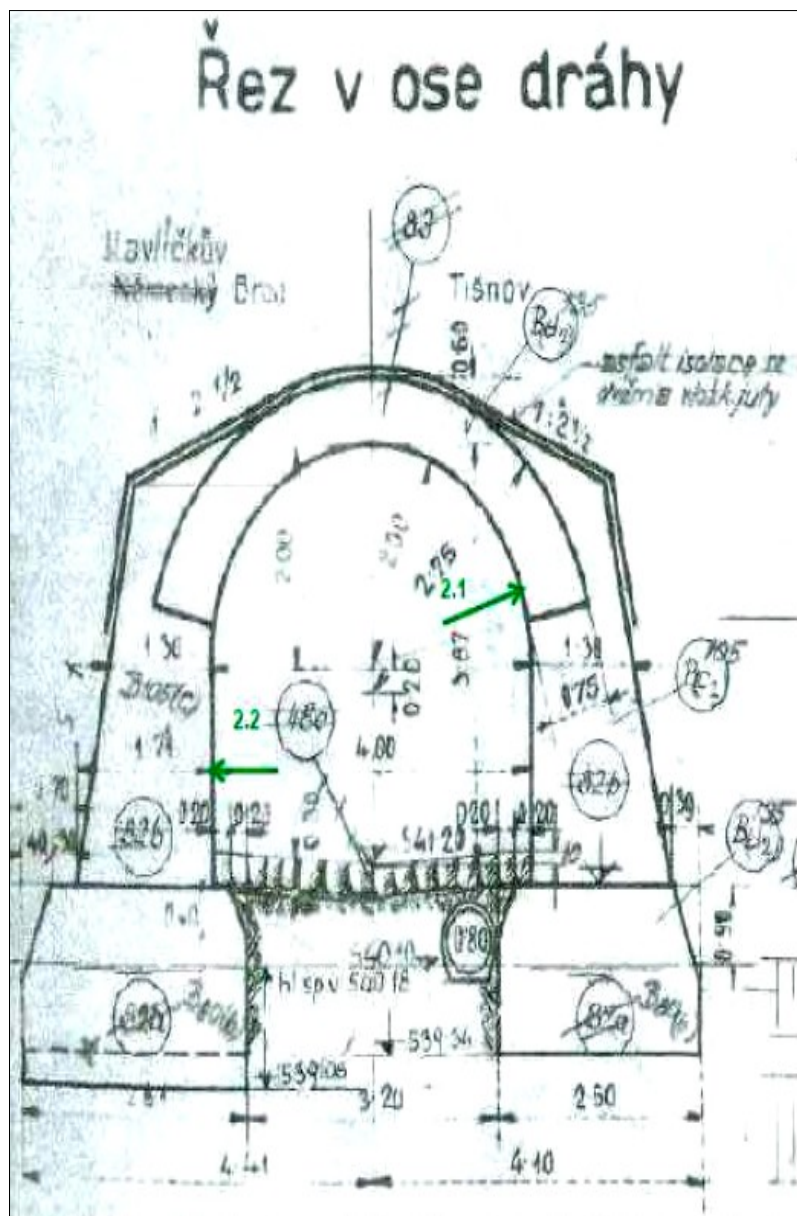
Přijatý generalizovaný geologický profil:

0,0 – 0,5 m – kolejové lože

0,5 – 4,0 m – násypové drážní těleso, štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy



V požadovaném průřezu byl dále proveden 1 x vodorovný jádrový vrt o průměru 75 mm do vybrané mostní opěry a 1 x jádrový vrt o průměru 75 mm šikmo v rozhraní klenba – opěra pro stanovení pevnosti betonu. Pevnosti byly stanoveny na vzorcích odebraných z poloh označených na níže uvedeném obrázku č. 4. [17]



Obr. 4: Skutečná poloha provedených sond (zelené označení)

Vývrt *V 2. 1 – klenba* byl odebrán ve výšce cca 2500 mm nad úrovní pozemní komunikace a přibližně 4500 mm od pravé levé hrany opěry ve směru staničení trati. Hloubka provedeného vrtu byla 1040 mm. Popis skladby vrtu je uveden v tabulce č. 1. [17]

Hloubka vrtu [mm]	Materiál
0 - 490	Beton 1
490 - 1040	Beton 2

Tab. 1: Vývrt V 2.1

Beton z hloubky od 0,49 – 1,04 m dosahuje průměrné pevnosti 35,8 MPa. Beton byl charakterizován jako kompaktní, neporušený, makroskopicky určeným kamenivem frakce do 32 mm. Základní hmota je tvořena cementem, porézní struktury s dutinkami do 1 mm. Sepětí základní hmoty s hrubým kamenivem je neporušené. [17]

Vývrt *V 2. 2 – opěra* byl odebrán ve výšce cca 900 mm nad úrovní pozemní komunikace a přibližně 4400 mm od levé hrany opěry ve směru staničení trati. Hloubka provedeného vrtu byla 1380 mm. Popis skladby vrtu je uveden v tabulce č. 2. [17]

Hloubka vrtu [mm]	Materiál
0 - 240	Beton 1
240 - 640	Beton 2
640 - 790	Vnitřní kámen
690 - 1120	Beton 3
1120 - 1380	Beton 4

Tab. 2: Vývrt V 2.2

Beton z hloubky od 0,69 – 1,12 m dosahuje pevnosti 12,6 MPa. Beton byl charakterizován jako kompaktní, neporušený, makroskopicky určeným kamenivem frakce do 32 mm. Základní hmota je tvořena cementem, porézní struktury s dutinkami do 1 mm. Sepětí základní hmoty s hrubým kamenivem je neporušené. Stanovená pórovitost vzorku je  $n = 13,3 \%$ . [17]

## 6 INFORMACE O STAVBĚ

Diplomová práce se zabývá zajištěním stability výkopů při rekonstrukci koleje č. 1 a 2 Sklenné nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou. Jedná se o železniční most, který má polokruhovou klenbu z prostého betonu. Důvodem rekonstrukce byla zastaralá hydroizolace, která již nebyla vodotěsná a také to, že římsy mostu a křídel byly nedostatečně vysoké, takže zemina byla při dešti splavována přes římsu. Navržená rekonstrukce spočívala v obnově hydroizolace klenby a nadbetonování říms, aby zemina již přes římsy nepřepadávala.

### 6.1 Identifikační údaje

Stavba:	Rekonstrukce koleje č. 1 a 2 Sklenné nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou
Objekt:	SO 04.5 most v km 75,556 před viaduktem Ostrov
Trať:	250 (Praha) – Havlíčkův Brod – Brno - Kúty
Traťový úsek:	2031 odb. Brno – Židenice – Havlíčkův Brod
Definiční úsek:	2031 18
Staničení:	evidenční km 75,556 stavební km 75,554 716
Katastrální území:	Suky
Obec:	Ostrov nad Oslavou
Kraj:	Vysočina
Objednatel:	IDS – Inženýrské a dopravní stavby Olomouc a.s. Albertova 21, Olomouc 779 00
Projektant:	Ing. Šípek Pavel, ČKAIT 1103337 Geoengineering spol. s r. o.



Obr. 5: Kolej č. 1 a 2 Sklenná nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou



## 6.2 Popis konstrukce mostu

Jedná se o klenbový most o světlosti 4,0 m, rozpětí 4,6 m, s polokruhovou klenbou z prostého betonu. Spodní stavba mostu je z prostého betonu, tloušťky 1,2 až 1,8 m. Most pochází z roku 1955 a má jeden mostní otvor. Šířka mostu je 14,83 m a má konstrukční výšku 0,6 m. Křídla mostu jsou kolmá, s kamenným řádkovým zdivem na lici křídel. Na mostě je průběžné otevřené kolejové lože.



Obr. 6: SO 04.5 most v km 75,556 před viaduktem Ostrov

### 6.2.1 Základní údaje o mostu

Situování mostního objektu v terénu:	most je situován v násypu železničního tělesa
Účel objektu, překonávané překážky:	most překonává účelovou komunikaci – lesní cestu ze silnice II/388 k Frelichovu mlýnu
úhel křížení:	90°
stavební výška:	pod kolejí č. 1: 3,04 m pod kolejí č. 2: 3,28 m
volná výška pod mostem:	pod vrcholem klenby: 3,80 m při šířce průjezdu 2,50 m: 3,30 m
rozpětí teoretické:	4,51 m
světlost otvoru:	4,0 m
délka mostu:	8,20 m
šířka mostu:	14,69 m
Počet otvorů:	1
Šikmost mostu:	most je kolmý
Počet kolejí na mostě:	2
Železniční svršek na mostě:	kolej č. 1: 60 E1 na betonových pražcích kolej č. 2: 60 E1 na betonových pražcích
Poloměr oblouku:	kolej č. 1: přechodnice z oblouku $R = 598,3$ m kolej č. 2: přechodnice z oblouku $R = 602,3$ m
Převýšení:	kolej č. 1: $D = 28$ mm kolej č. 2: $D = 27$ mm
Sklonové poměry:	kolej č. 1: klesá ve sklonu 0,7564 % kolej č. 2: klesá ve sklonu 0,7545 %
Trat'ová rychlost v novém stavu:	$V = 110$ km/hod. $V_{130} = 115$ km/hod. $V_{150} = 120$ km/hod. $V_k = 140$ km/hod.
Kategorie trat'ové třídy:	2
Trakce:	střídavá 25 kV/50Hz
Prostorové uspořádání:	VSaMP šířky 3,0 m



## 7 ZÁPOROVÉ PAŽENÍ ZE ŠTĚTOVNIC III<sub>n</sub>

Při provádění rekonstrukce koleje č. 1 a 2 Sklenné nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou, bylo použito záporové pažení, kde zápory byly tvořeny ze štětovnic III<sub>n</sub>. Mezi štětovnice byla vsazena výdřeva z fošen tloušťky 80 mm. Štětovnice byly od sebe vzdáleny 1,65 m. Pro zachování železniční dopravy alespoň v jednom směru, byla rekonstrukce rozdělena do dvou etap.

V první etapě se délka štětovnic pohybovala od 2,4 do 4,0 m dle hloubky výkopu. Sepnutí zajišťovaly převázky z profilových tyčí 2 x U160. Kotvení bylo provedeno ve čtyřech úrovních (- 0,50, -1,15, -1,9, -2,85 m) pomocí injekčních zavrtávacích kotevních tyčí TITAN 40 /16. [17]



Obr. 7: Osazení a aktivace třetí řady kotev

V druhé etapě se délka štětovnic pohybovala od 2,8 do 3,8 m dle hloubky výkopů. Sepnutí zajišťovaly převázky z profilových tyčí 2 x U120. Kotvení bylo provedeno ve čtyřech úrovních (- 0,5, -1,4, -2,3, -3,3 m) pomocí injekčních zavrtávacích kotevních tyčí TITAN 40/16. [17]



Obr. 8: Záporové pažení ze štětovnic IIIIn

## 7.1 Postup výstavby

*Ve Fázi 1 – Přípravné práce* proběhly přípravné práce (zřízení staveniště, dovoz, uskladnění materiálů apod.).

*Ve Fázi 2 – Práce ve 12 - ti denní výluce koleje č. 1* proběhlo osazení zápor do nadnásypu kolem koleje č. 1 pro její následné zapažení.

*Ve Fázi 3 – Práce ve 4 - hodinových dopravních pauzách v koleji č. 1* proběhlo zřízení záporového pažení za současného odtěžování zeminy nadnásypu pod kolejí č. 2. Zeminu bylo možné odtěžit jen do úrovně převázky. Další odtěžování zeminy směrem dolů ke zřízení další převázky nebo dokončení výkopových prací mohlo proběhnout až na začátku další dopravní 4 – hodinové pauzy v koleji č. 1.

*Ve Fázi 4 – Práce v dlouhodobé výluce koleje č. 1* se nadbetonovaly římsy a koruny křídel a následně se provedly všechny hydroizolace na nosné konstrukci. Dále bylo osazeno nové záporové pažení pod novou kolejí č. 2 včetně vložení zhutněného zasypu a osazení nové koleje č. 2.



*Fáze č. 2, 3 a 4* proběhly v rámci 1. etapy prací. Následující práce proběhly v rámci 2. etapy výstavby.

Ve *Fázi č. 5 – Práce v dlouhodobé výluce koleje č. 2* proběhla demontáž pažení a zemní práce pod kolejí č. 1. Následně došlo k nadbetonování římsy, korun křídel a provedení všech hydroizolací na nosné konstrukci. Poté byl zpět uložen zhutněný nadnásyp pod novou kolejí č. 1. K demontáži záporového pažení kolem koleje č. 2 a k dokončení terénních úprav byly s výhodou využity 4 - hodinové dopravní pauzy v nočních hodinách. Vždy po odstranění příslušné nejspodnější převázky v dopravní pauze byl ihned do výše vyšší převázky doplněn zhutněný násyp. Toto se muselo stihnout do konce dopravní pauzy, jinak hrozilo vybočení pažení.

Ve *Fázi č. 6 – Dokončovací práce* proběhly dokončovací terénní úpravy, zatravnění, osazení zábradlí, úklid, zrušení staveniště apod.

První etapa rekonstrukce koleje č. 1 a 2 Sklenné nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou, probíhala od 4. 8. do 10. 12. 2014, druhá etapa od 19. 3. do 30. 6. 2015.



Obr. 9: Dokončená oprava mostu v km 75,556 před viaduktem Ostrov

## 7.2 Výpočet pažení v programovém systému GEO5

Výpočet pažení je proveden v programovém softwaru Geo5 – Pažení posudek dle ČSN 73 0037, bez redukce vstupních parametrů zemin. Základní mechanické parametry zemin jsou redukovány v přijatých vstupních hodnotách výpočetního modelu. Součinitel pro výpočet minimálního dimenzačního tlaku ( $\sigma_{a, \min} = k \cdot \sigma_z$ ) byl uvažován  $k = 0,2$ .

Zatížení konstrukce je stanoveno metodou závislých tlaků, která respektuje vzájemné spolupůsobení mezi zeminou a konstrukcí. Výstupem výpočtu jsou průběhy zemního tlaku po konstrukci, průběh vnitřních sil v konstrukci, síly v kotvách a posudek vnitřní stability kotevního systému. Pro stanovení vnitřních sil ve vodorovných kotevních prazích kotev, jsou rozhodným výstupem výpočtu síly v kotvách. Pro stanovení vnitřních sil v pažinách je rozhodnutým výstupem výpočtu průběh dimenzačního zemního tlaku, který při zadaném modelu výpočtu odpovídá zatížení na 1 běžný metr pažení. Hodnoty vnitřních sil v záporách a hodnoty vnitřních sil v kotvách jsou generovány výpočetním systémem. Průběh deformací pažicí konstrukce při zadaném modelu výpočtu odpovídá dané rozteči zápor.

### 7.2.1 Vstupní parametry

Provoz železniční dopravy je ve výpočtu modelován jako rovnoměrné pásové přitížení od zatěžovacího vlaku UIC – 71. Zatěžující šířka je 3 m a přitížení povrchu činí  $q_d = 52 \text{ kN/m}^2$ .

Před samotným začátkem je nutné provést přepočet statických parametrů štetovnic. V tabulce č. 3 si najdeme příslušné hodnoty potřebných parametrů pro danou štetovnici a provedeme přepočet těchto parametrů s ohledem na vzdálenost jednotlivých štetovnic. Jednotlivé štetovnice jsou od sebe vzdáleny 1,65 m.

Přepočet plochy a momentu setrvačnosti:

$$A = 78,9 \text{ cm}^2 = 7,89 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 / 1,65 = 4,79 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$I = 3\,041 \text{ cm}^2 = 3,04 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 / 1,65 = 1,84 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

Profil	Plocha	Výška	Úhel	Poloha těžiště	Průřezový modul odporu		Moment setrvačnosti		Poloměr setrvačnosti	
	S	h	a	e	W <sub>y</sub>	W <sub>z</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	r <sub>y</sub>	r <sub>z</sub>
	cm <sup>2</sup>	mm	°	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm
<b>IIIIn</b>	<b>78,9</b>	<b>168,0</b>	<b>81,9</b>	<b>112,0</b>	<b>271</b>	<b>880</b>	<b>3 041</b>	<b>16 820</b>	<b>7,0</b>	<b>14,6</b>
VL 503	74,7	190,0	63,4	115,7	324	859	3 752	23 014	7,1	17,6
VL 503K	78,2	190,0	63,4	115,5	337	900	3 895	24 121	7,1	17,6
VL 503Z	83,2	191,0	63,4	114,1	363	975	4 148	26 227	7,1	17,8
<b>VL 601</b>	<b>59,0</b>	<b>175,5</b>	<b>43,5</b>	<b>107,8</b>	<b>223</b>	<b>770</b>	<b>2 401</b>	<b>24 419</b>	<b>6,4</b>	<b>20,3</b>
VL 602L	65,3	175,5	43,5	106,5	251	865	2 669	27 461	6,4	20,5
<b>VL 602</b>	<b>69,2</b>	<b>175,5</b>	<b>43,5</b>	<b>106,3</b>	<b>259</b>	<b>913</b>	<b>2 749</b>	<b>28 947</b>	<b>6,3</b>	<b>20,5</b>
VL 603A	78,3	176,8	61,2	117,2	281	1 065	3 298	33 868	6,5	20,8
<b>VL 603</b>	<b>82,6</b>	<b>177,0</b>	<b>61,2</b>	<b>117,1</b>	<b>297</b>	<b>1 123</b>	<b>3 482</b>	<b>35 766</b>	<b>6,5</b>	<b>20,8</b>
VL 603K	86,9	177,0	61,2	115,9	317	1 196	3 679	38 043	6,5	20,9
VL 603Z	91,5	177,0	61,2	114,5	343	1 290	3 921	41 015	6,5	21,2
VL 603Z11+	102,5	179,0	61,2	115,4	375	1 425	4 331	45 537	6,5	21,1
<b>VL 604</b>	<b>94,4</b>	<b>212,0</b>	<b>66,5</b>	<b>137,8</b>	<b>419</b>	<b>1 303</b>	<b>5 777</b>	<b>41 439</b>	<b>7,8</b>	<b>21,0</b>
VL 605A	97,9	227,0	66,5	147,5	462	1 309	6 815	41 774	8,3	20,6
<b>VL 605</b>	<b>104,9</b>	<b>228,0</b>	<b>66,5</b>	<b>152,0</b>	<b>475</b>	<b>1 354</b>	<b>7 223</b>	<b>43 206</b>	<b>8,3</b>	<b>20,3</b>
VL 605K	107,7	228,0	66,5	149,5	493	1 430	7 371	45 548	8,3	20,5
<b>VL 606A</b>	<b>109,8</b>	<b>232,0</b>	<b>66,5</b>	<b>157,2</b>	<b>467</b>	<b>1 359</b>	<b>7 653</b>	<b>43 343</b>	<b>8,3</b>	<b>19,8</b>
VL 606	120,8	232,7	66,5	162,1	500	1 427	8 103	45 370	8,2	19,4

Tab. 3: Rozměry a statické parametry jednotlivých profilů štětovnic [16]

Jednotlivé parametry štětovnice jsou uvedeny v tabulce č. 4.

Profil	<b>Štětovnice IIIIn</b>
Osová vzdálenost profilů	$l = 1,65 \text{ m}$
Plocha průřezu	$A = 4,79 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$
Moment setrvačnosti	$I = 1,84 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$
Modul pružnosti oceli	$E = 210 \cdot 10^3 \text{ MPa}$
Modul pružnosti oceli ve smyku	$G = 81 \cdot 10^3 \text{ MPa}$
Hmotnost profilu	$m = 62,2 \text{ kg/m}$

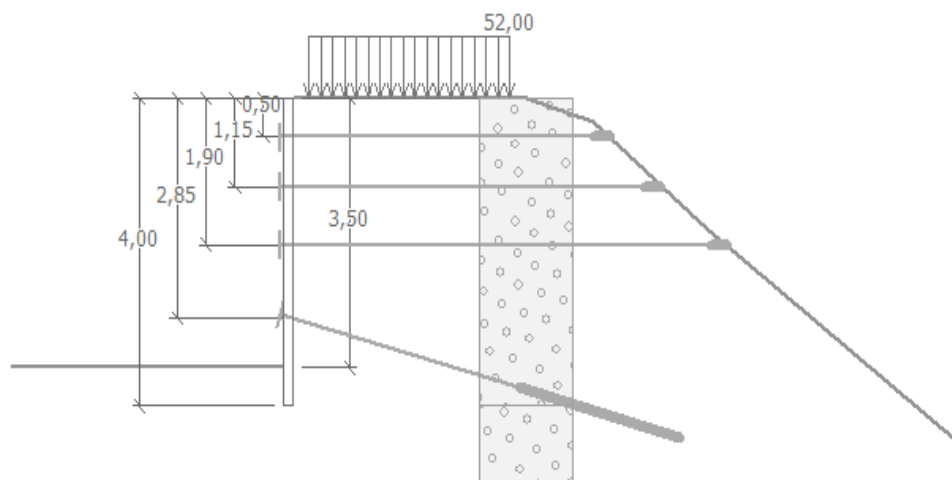
Tab. 4: Parametry štětovnice IIIIn

Jednotlivé parametry zeminy násypového tělesa jsou uvedeny v tabulce č. 5.

Zemina	<b>Štěrka s příměsí jemnozrnné zeminy</b>
Objemová tíha zeminy	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Objemová tíha sat. zeminy	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost	efektivní
Úhel vnitřního tření	$\varphi_{\text{ef}} = 38^\circ$
Soudržnost zeminy	$c_{\text{ef}} = 10 \text{ kPa}$
Třecí úhel k-ce - zemina	$\delta = 10^\circ$
Modul přetvárnosti	$E_{\text{def}} = 70 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo	$\nu = 0,25$
Koef. strukturní pevnosti	$m = 0,3$

Tab. 5: Parametry zeminy

## 7.2.2 1. Etapa



Obr. 10: Modelové schéma

Kotvení bylo provedeno tyčovými kotvami Titan 40/16 s roztečí 1,65 m a s průměrem 32 mm, přes horizontální kotevní prahy 2 x U160. Kotvení bylo zajištěno ve čtyřech úrovních. Jednotlivé parametry kotev jsou uvedeny v tabulce č. 6.

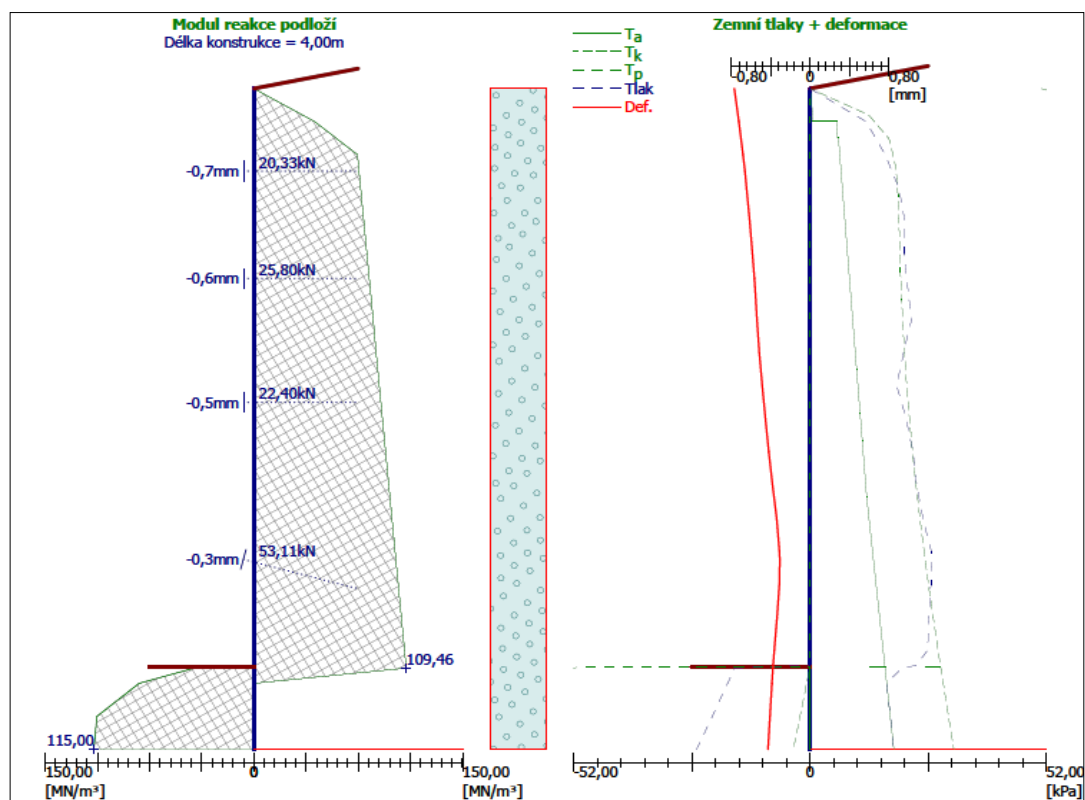
Kotevní úroveň	Délka kotvy [m]	Délka kořene kotvy [m]	Sklon kotvy [°]	Síla kotvy [kN]
1. kotevní úroveň (-0,50 m)	4,50	0,25	0	25
2. kotevní úroveň (-1,15 m)	5,25	0,25	0	25
3. kotevní úroveň (-1,90 m)	6,25	0,25	0	25
4. kotevní úroveň (-2,85 m)	3,50	2,50	15	50

Tab. 6: Parametry kotev

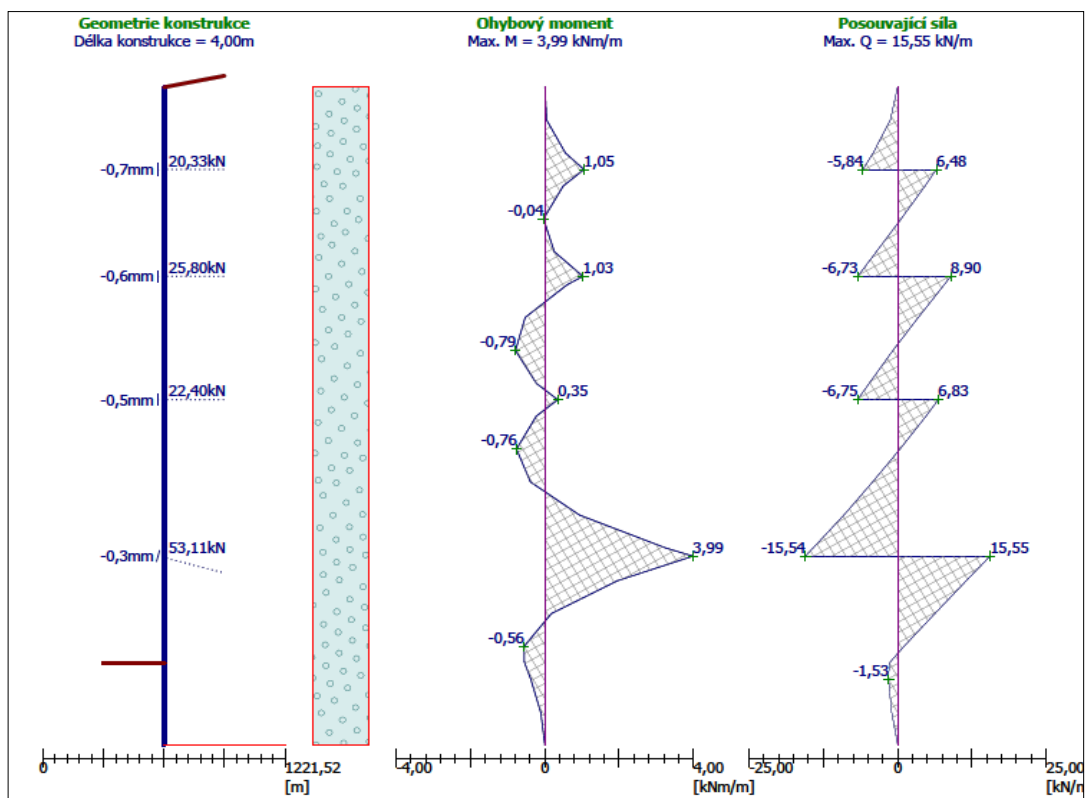
Statický výpočet je proveden celkem v devíti fázích:

- Fáze 1: hloubení na úroveň 1,0 m
- Fáze 2: osazení a aktivace první řady kotev
- Fáze 3: hloubení na úroveň 1,5 m
- Fáze 4: osazení a aktivace druhé řady kotev
- Fáze 5: hloubení na úroveň 2,5 m
- Fáze 6: osazení a aktivace třetí řady kotev
- Fáze 7: hloubení na úroveň 3,0 m
- Fáze 8: osazení a aktivace čtvrté řady kotev
- Fáze 9: hloubení na konečnou hloubku 3,5 m

## VÝSLEDKY:

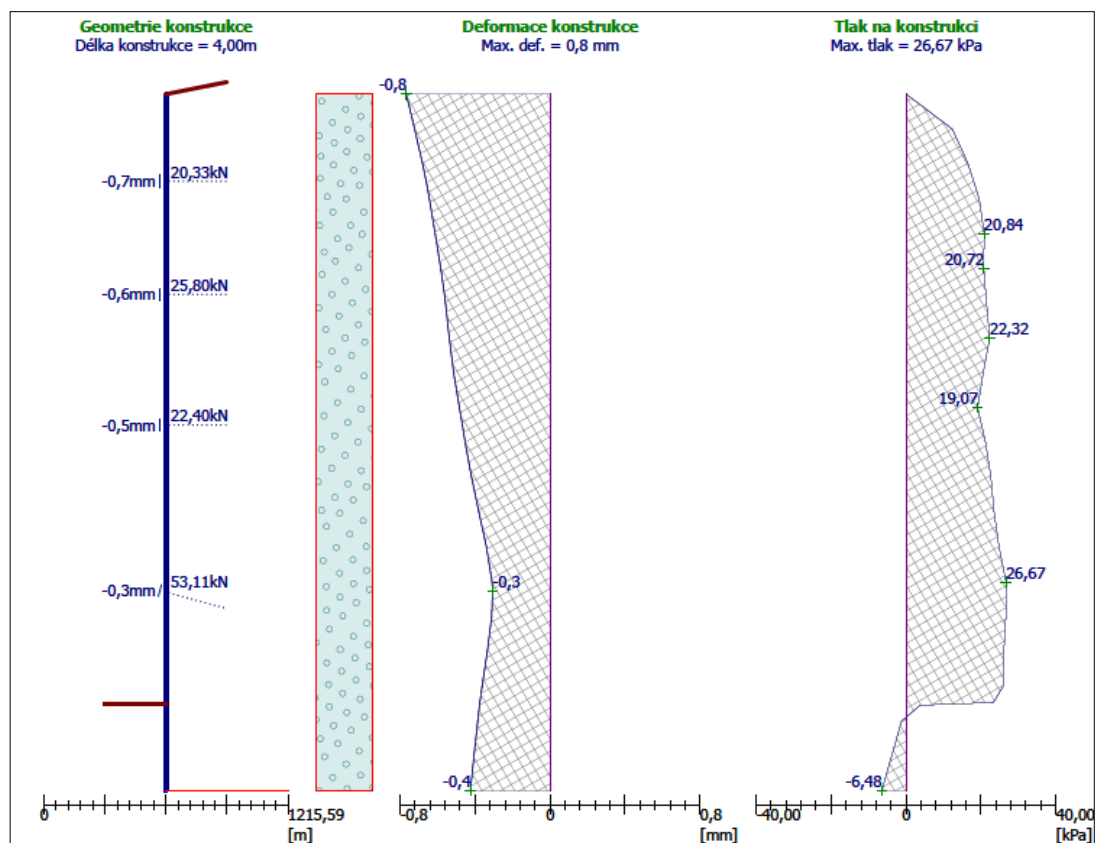


Obr. 11: Modul reakce podloží a zemní tlaky



Obr. 12: Vnitřní síly





Obr. 13: Deformace a tlak na konstrukci

## POSOUZENÍ VNITŘNÍ STABILITY

Vnitřní stabilita kotevního systému je určena podmínkou stupně bezpečnosti  $SB < SB_{minim}$ . Stupeň bezpečnosti se získá výpočtem podílu maximální přípustné kotevní síly a síly v kotvě.

Číslo kotvy	Síla v kotvě [kN]	Max. dovolená síla [kN]	Stupeň bezpečnosti	Posouzení
1	20,33	166,30	8,18	VYHOVUJE
2	25,80	258,29	10,01	VYHOVUJE
3	22,40	347,44	15,51	VYHOVUJE
4	53,11	625,11	11,77	VYHOVUJE

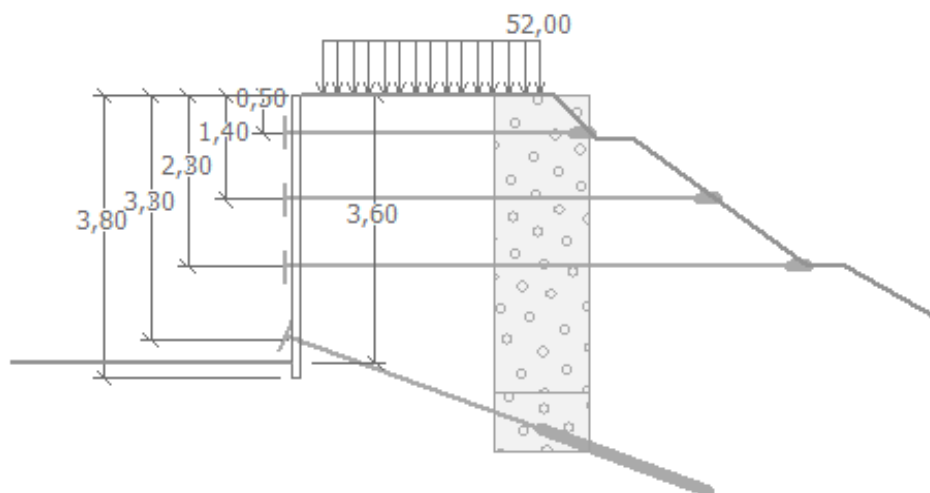
Tab. 7: Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Rozhodující řada kotev: 1

Požadovaný stupeň bezpečnosti:  $SB = 1,5 < SB_{minim} = 8,18$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE.

### 7.2.3 2. Etapa



Obr. 14: Modelové schéma

Kotvení bylo provedeno tyčovými kotvami Titan 40/16 s roztečí 1,65 m a s průměrem 32 mm, přes horizontální kotevní prahy 2 x U120. Kotvení bylo zajištěno ve čtyřech úrovních. Jednotlivé parametry kotev jsou uvedeny v tabulce č. 8.

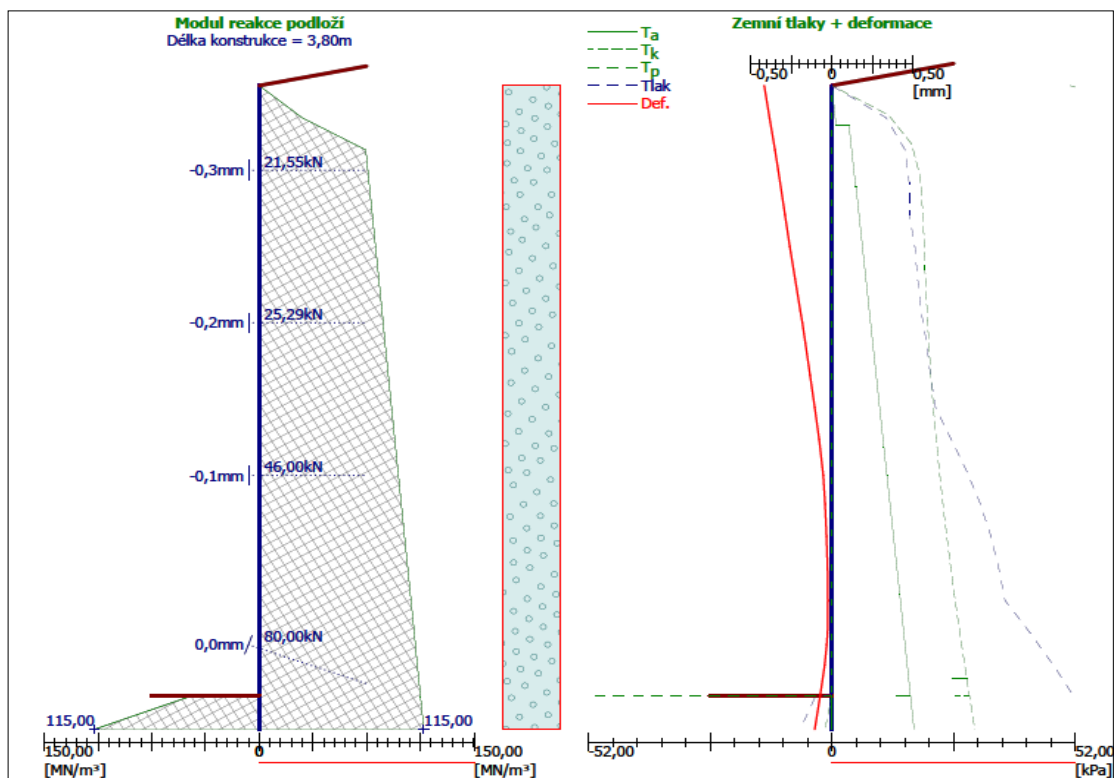
Kotevní úroveň	Délka kotvy [m]	Délka kořene kotvy [m]	Sklon kotvy [°]	Síla kotvy [kN]
1. kotevní úroveň (-0,50 m)	3,75	0,25	0	25
2. kotevní úroveň (-1,40 m)	5,50	0,25	0	30
3. kotevní úroveň (-2,30 m)	6,75	0,25	0	50
4. kotevní úroveň (-3,30 m)	3,50	2,50	20	80

Tab. 8: Parametry kotev

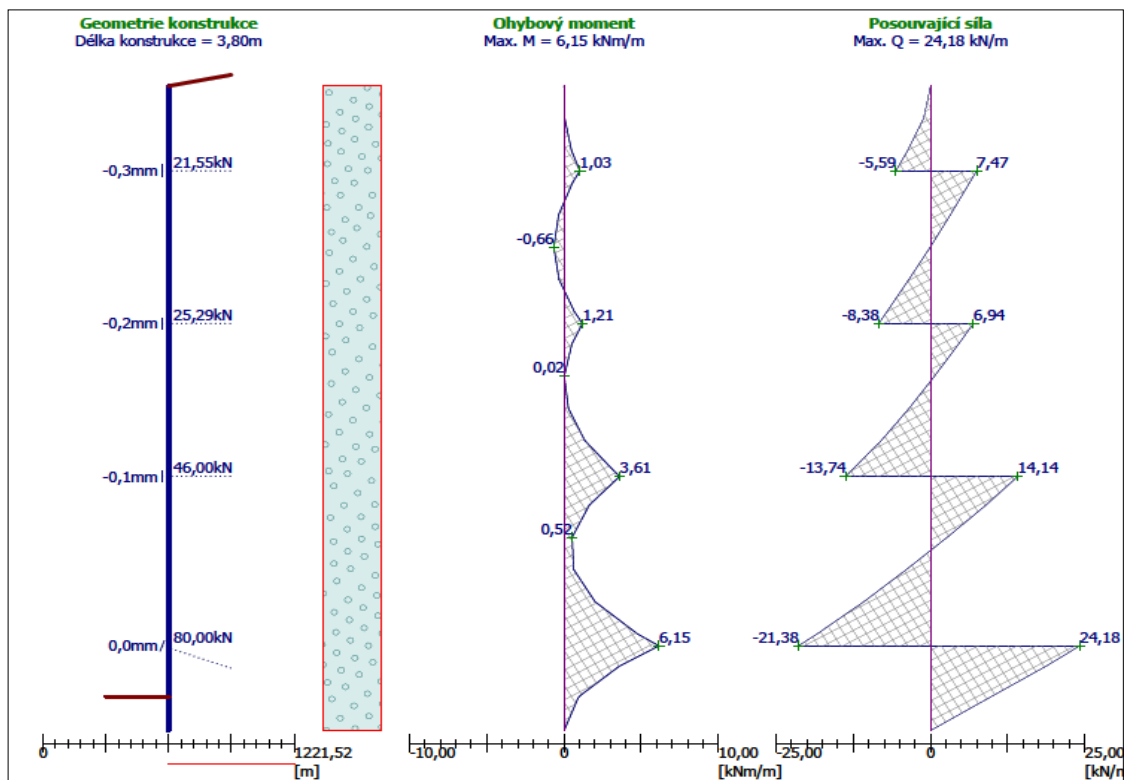
Statický výpočet je proveden celkem v osmi fázích:

- Fáze 1: hloubení na úroveň 1,0 m
- Fáze 2: osazení a aktivace první řady kotev
- Fáze 3: hloubení na úroveň 2,0 m
- Fáze 4: osazení a aktivace druhé řady kotev
- Fáze 5: hloubení na úroveň 3,0 m
- Fáze 6: osazení a aktivace třetí řady kotev
- Fáze 7: hloubení na konečnou úroveň 3,6 m
- Fáze 8: osazení a aktivace čtvrté řady kotev

## VÝSLEDKY:

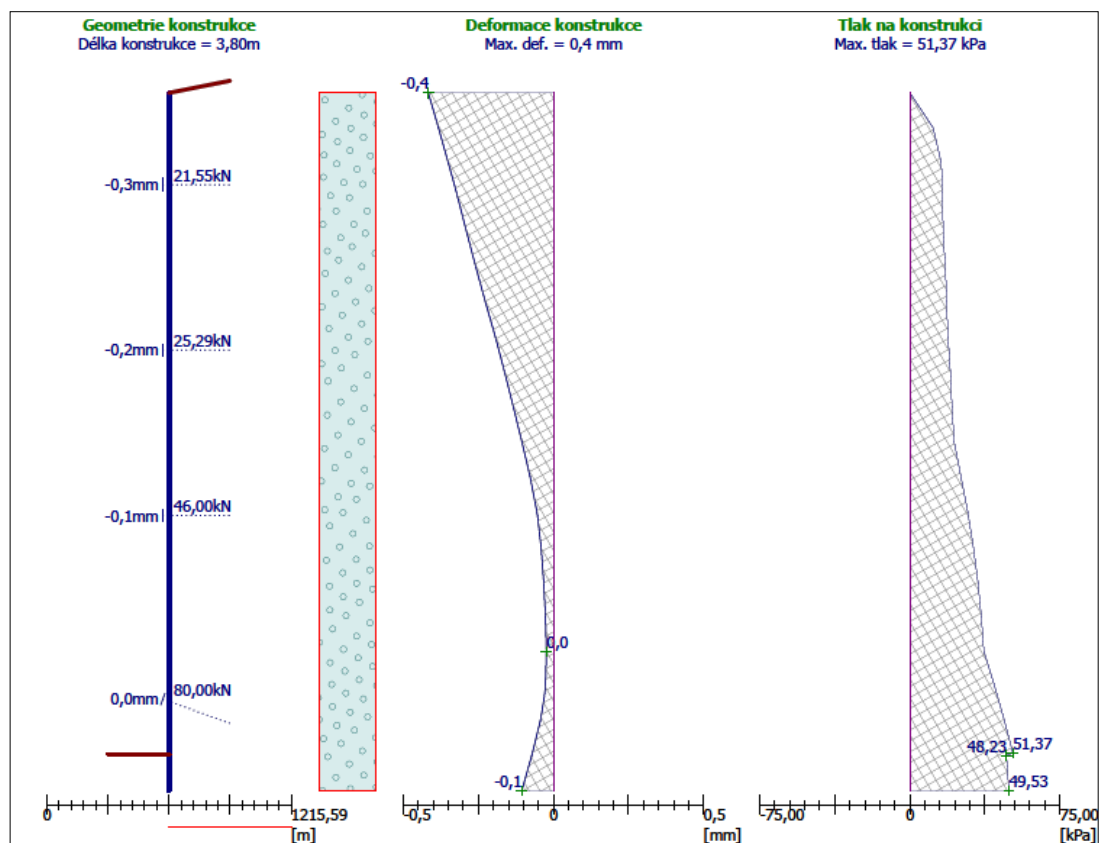


Obr. 15: Modul reakce podloží a zemní tlaky



Obr. 16: Vnitřní síly





Obr. 17: Deformace a tlak na konstrukci

## POSOUZENÍ VNITŘNÍ STABILITY

Vnitřní stabilita kotevního systému je určena podmínkou stupně bezpečnosti  $SB < SB_{\text{minim}}$ . Stupeň bezpečnosti se získá výpočtem podílu maximální přípustné kotevní síly a síly v kotvě.

Číslo kotvy	Síla v kotvě [kN]	Max. dovolená síla [kN]	Stupeň bezpečnosti	Posouzení
1	21,55	120,28	5,58	VYHOVUJE
2	25,29	310,70	12,29	VYHOVUJE
3	46,00	419,91	9,31	VYHOVUJE
4	80,00	841,06	10,51	VYHOVUJE

Tab. 9: Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Rozhodující řada kotev: 1

Požadovaný stupeň bezpečnosti:  $SB = 1,5 < SB_{\text{minim.}} = 5,58$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE.

## 7.3 Posouzení jednotlivých částí – 1. Etapa

### Výstup z GEO5:

Rozpětí zápor	$l = 1,65 \text{ m}$
Moment od zatížení	$M_{\max} = 3,99 \text{ kNm}$
Maximální tlak na konstrukci	$P_{\max} = 26,67 \text{ kPa}$

### 7.3.1 Posouzení zápor

Průřezový modul	$W_y = 2,71 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$
Mez kluzu (ocel S 355)	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Souč. spolehlivosti materiálu	$\gamma_{MO} = 1,15$

**Posudek na ohyb:**  $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

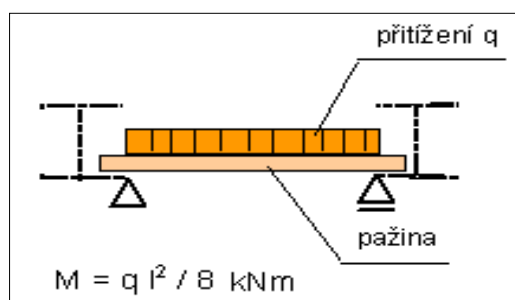
$$M_{Ed} = M_{\max} \cdot l = 3,99 \cdot 1,65 = 6,58 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = (W_y \cdot f_y) / \gamma_{MO} = (2,71 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^6) / 1,15 = 96\,205 \text{ Nm} = 96,21 \text{ kNm}$$

**$M_{Rd} = 96,21 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 6,58 \text{ kNm}$**  → Zápora na posouzení v ohybu vyhovuje.

### 7.3.2 Posouzení pažiny

Dřevěné pažiny se obvykle navrhují jako prostý nosník zatížený příslušnou pořadnicí zemního tlaku jakožto rovnoměrným zatížením.



Obr. 18: Statické schéma pažiny [3]

Maximální tlak na k-ci	$P_{\max} = q = 26,67 \text{ kPa}$
Vzdálenost podpor	$l = 1,25 \text{ m}$
Tloušťka	$t = 80 \text{ mm}$
Šířka prkna	$h = 1000 \text{ mm}$
Materiál	Rostlé dřevo C 24
Třída provozu	1

**Posudek napětí v ohybu:  $\sigma_{\text{dov}} \geq \sigma$**

$$M_{\text{ed}} = 1/8 \cdot q \cdot L^2 = 1/8 \cdot 26,67 \cdot 1,25^2 = 5,21 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{el}} = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1/6 \cdot 1 \cdot 0,08^2 = 1,067 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma = M_{\text{ed}}/W_{\text{el}} = 5,21/1,067 \cdot 10^{-3} = 4882,85 \text{ kPa} = 4,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{dov}} = k_{\text{mod}} \cdot f_{t,k} / \gamma_M = 0,9 \cdot 14 / 1,3 = 9,69 \text{ MPa}$$

**$\sigma_{\text{dov}} = 9,69 \text{ MPa} \geq \sigma = 4,88 \text{ MPa}$**  → Pažina na posouzení napětí v ohybu vyhovuje.

### 7.3.3 Posouzení převázky

Průřezový modul	$W_y = 232 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Mez kluzu (ocel S 355)	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Souč. spolehlivosti materiálu	$\gamma_{\text{MO}} = 1,15$
Síla v kotvě	$F_k = 53,11 \text{ kN}$
Zatěžující síla – síla z kotvy	$F_{\text{sd}} = F_k = 53,11 \text{ kN}$

**Posudek napětí v ohybu:  $\sigma_{\text{dov}} \geq \sigma$**

$$M_{\text{ed}} = 1/4 \cdot F_{\text{sd}} \cdot L = 1/4 \cdot 53,11 \cdot 1,65 = 21,91 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M_{\text{ed}}/W_y = 21,91/232 \cdot 10^{-4} = 94\,439,66 \text{ kPa} = 94,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{dov}} = f_y / \gamma_{\text{MO}} = 355 / 1,15 = 308,70 \text{ MPa}$$

**$\sigma_{\text{dov}} = 308,70 \text{ MPa} \geq \sigma = 94,44 \text{ MPa}$**  → Převázka na posouzení napětí v ohybu vyhovuje.

## 7.4 Posouzení jednotlivých částí – 2. Etapa

### Výstup z GEO5:

Rozpětí zápor	$l = 1,65 \text{ m}$
Moment od zatížení	$M_{\max} = 6,15 \text{ kNm}$
Maximální tlak na konstrukci	$P_{\max} = 51,37 \text{ kPa}$

### 7.4.1 Posouzení zápor

Průřezový modul	$W_y = 2,71 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$
Mez kluzu (ocel S 355)	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Souč. spolehlivosti materiálu	$\gamma_{MO} = 1,15$

**Posudek na ohyb:**  $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

$$M_{Ed} = M_{\max} \cdot l = 6,15 \cdot 1,65 = 10,15 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = (W_y \cdot f_y) / \gamma_{MO} = (2,71 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^6) / 1,15 = 96\,205 \text{ Nm} = 96,21 \text{ kNm}$$

**$M_{Rd} = 96,21 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 10,15 \text{ kNm}$**  → Zápora na posouzení v ohybu vyhovuje.

### 7.4.2 Posouzení pažiny

Maximální tlak na k-ci	$P_{\max} = q = 51,37 \text{ kPa}$
Vzdálenost podpor	$L = 1,25 \text{ m}$
Tloušťka	$t = 80 \text{ mm}$
Šířka prkna	$h = 1000 \text{ mm}$
Materiál	Rostlé dřevo C 24
Třída provozu	1

**Posudek napětí v ohybu:**  $\sigma_{dov} \geq \sigma$

$$M_{Ed} = 1/8 \cdot q \cdot L^2 = 1/8 \cdot 51,37 \cdot 1,25^2 = 10,03 \text{ kNm}$$

$$W_{el} = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1/6 \cdot 1 \cdot 0,08^2 = 1,067 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma = M_{Ed} / W_{el} = 10,03 / 1,067 \cdot 10^{-3} = 9403,19 \text{ kPa} = 9,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{dov}} = k_{\text{mod}} \cdot f_{t,k} / \gamma_M = 0,9 \cdot 14 / 1,3 = 9,69 \text{ MPa}$$

**$\sigma_{\text{dov}} = 9,69 \text{ MPa} \geq \sigma = 9,40 \text{ MPa}$**  → Pažina na posouzení napětí v ohybu vyhovuje.

### 7.4.3 Posouzení převázky

Průřezový modul	$W_y = 121,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
-----------------	---------------------------------------

Mez kluzu (ocel S 355)	$f_y = 355 \text{ MPa}$
------------------------	-------------------------

Souč. spolehlivosti materiálu	$\gamma_{MO} = 1,15$
-------------------------------	----------------------

Síla v kotvě (výstup z Geo5)	$F_k = 80 \text{ kN}$
------------------------------	-----------------------

Zatěžující síla – síla z kotvy	$F_{sd} = F_k = 80 \text{ kN}$
--------------------------------	--------------------------------

**Posudek napětí v ohybu:  $\sigma_{\text{dov}} \geq \sigma$**

$$M_{\text{ed}} = 1/4 \cdot F_{sd} \cdot l = 1/4 \cdot 80 \cdot 1,65 = 33 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M_{\text{ed}} / W_y = 33 / (121,4 \cdot 10^{-4}) = 217\,828,67 \text{ kPa} = 271,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{dov}} = f_y / \gamma_{MO} = 355 / 1,15 = 308,70 \text{ MPa}$$

**$\sigma_{\text{dov}} = 308,70 \text{ MPa} \geq \sigma = 271,83 \text{ MPa}$**  → Převázka na posouzení napětí v ohybu vyhovuje.

## 8 ZÁPOROVÉ PAŽENÍ Z OCELOVÝCH NOSNÍKŮ IPE 360

Další možnou variantou zajištění stability výkopů při rekonstrukci koleje č. 1 a 2 Sklenné nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou bylo mnou navržené záporové pažení, nikoliv však ze štetovnic IIIIn, jak tomu bylo v předešlém případě, ale záporové pažení tvořené z ocelových profilů IPE 360. Zápory jsou od sebe vzdáleny 2 m. Mezi zápory byla vsazena výdřeva z fošen tl. 120 mm. Kotvení je provedeno ve dvou úrovních (-1,0, -2,0 m) pomocí injekčních zavrtávacích kotevních tyčí TITAN 40/16 o průměru 32 mm. Sepnutí zajišťovaly převázky z profilových tyčí 2 x U 120.

### 8.1 Výpočet pažení v programovém systému Geo 5

Výpočet pažení v programovém systému Geo5 je proveden stejným způsobem jako v předchozím příkladě.

#### 8.1.1 Vstupní parametry

Provoz železniční dopravy je ve výpočtu modelován jako rovnoměrné pásové přitížení od zatěžovacího vlaku UIC – 71. Zatěžující šířka je 3 m a přitížení povrchu činí  $q_d = 52 \text{ kN/m}^2$ . Parametry zeminy násypového tělesa zůstávají stejné a jsou popsány v tabulce č. 5.

Před samotným začátkem je nutné opět provést přepočty statických parametrů ocelového profilu IPE 360. Postupujeme stejným způsobem jako v předchozím případě. V tabulce č. 10 si najdeme příslušné hodnoty potřebných parametrů pro daný profil a provedeme přepočty těchto parametrů s ohledem na vzdálenost jednotlivých profilů. Jednotlivé profily jsou od sebe vzdáleny 2 m.

Přepočty plochy a momentu setrvačnosti:

$$A = 7,27 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 = 7,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 / 2 = 3,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$I = 162,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 1,627 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 / 2 = 8,14 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

	H	B	S	T	G	F	Ik	Wx	Iy	Wy
	mm	mm	mm	mm	kg/m	mm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
IPE 80	80	46	5,2	3,8	6,0	764	80,1	20,0	8,49	3,69
IPE 100	100	55	5,7	4,1	8,1	1030	171	34,2	15,9	5,79
IPE 120	120	64	6,3	4,4	10,4	1320	318	53,0	27,7	8,65
IPE 140	140	73	6,9	4,7	12,9	1640	541	77,3	44,9	12,3
IPE 160	160	82	7,4	5,0	15,8	2010	869	109	68,3	16,7
IPE 180	180	91	8,0	5,3	18,8	2390	1320	146	101	22,2
IPE 200	200	100	8,5	5,6	22,4	2850	1940	194	142	28,5
IPE 220	220	110	9,2	6,2	25,20	3340	2770	252	205	37,3
IPE 240	240	120	6,2	9,8	29,40	3910	3890	324	284	47,3
IPE 270	270	135	6,6	10,2	35,20	4590	5790	429	420	62,2
IPE 300	300	150	7,1	10,7	41,40	5380	8360	557	604	80,5
IPE 330	330	160	7,5	11,5	47,30	6260	10770	713	788	98,5
IPE 360	360	170	8,0	12,7	56,00	7270	16270	904	1040	123
IPE 400	400	180	8,6	13,5	63,60	8450	23130	1160	1320	146

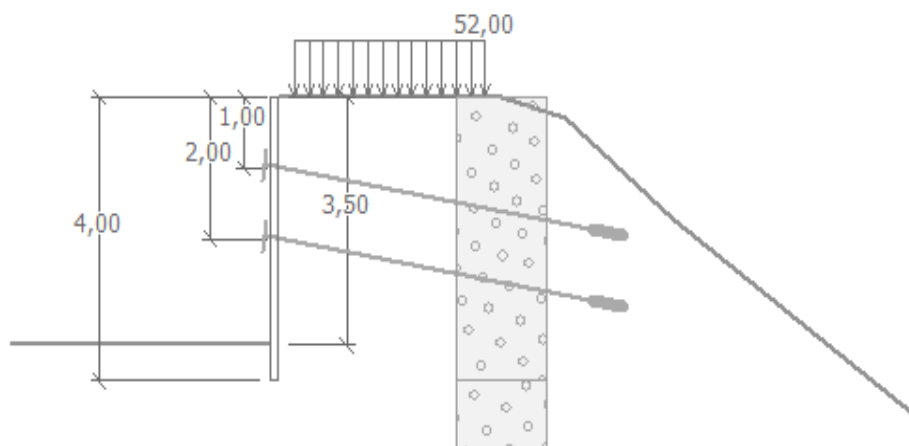
Tab. 10: Rozměry a statické parametry jednotlivých profilů IPE [8]

Parametry ocelového profilu IPE 360 jsou uvedeny v tabulce č. 11.

Profil	<b>IPE 360</b>
Osová vzdálenost profilů	s = 2,00 m
Plocha průřezu	A = 3,64. 10 <sup>-3</sup> m <sup>2</sup>
Moment setrvačnosti	I = 8,14. 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>
Modul pružnosti oceli	E = 210. 10 <sup>3</sup> MPa
Modul pružnosti oceli ve smyku	G = 81. 10 <sup>3</sup> MPa
Hmotnost profilu	m = 57,1 kg/m

Tab. 11: Parametry profilu IPE 360

### 8.1.2 1. Etapa



Obr. 19: Modelové schéma

Kotvení bylo provedeno tyčovými kotvami Titan 40/16 s roztečí 2 m a s průměrem 32 mm, přes horizontální kotevní prahy 2 x U120. Kotvení bylo zajištěno ve dvou úrovních. Jednotlivé parametry kotev jsou uvedeny v tabulce č. 12.

Kotevní úroveň	Délka kotvy [m]	Délka kořene kotvy [m]	Sklon kotvy [°]	Síla kotvy [kN]
1. kotevní úroveň (-1,0 m)	5,00	0,50	10	50
2. kotevní úroveň (-2,0 m)	5,00	0,50	10	50

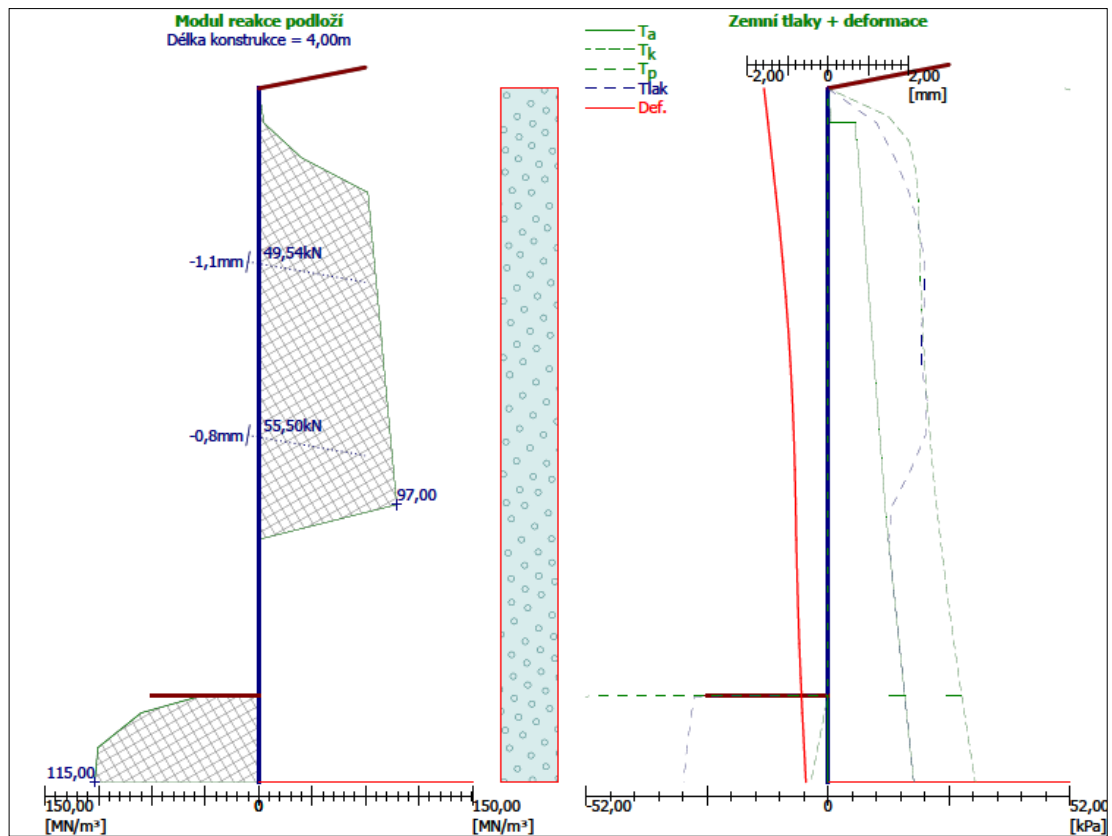
Tab. 12: Parametry kotev

Statický výpočet je proveden celkem v pěti fázích:

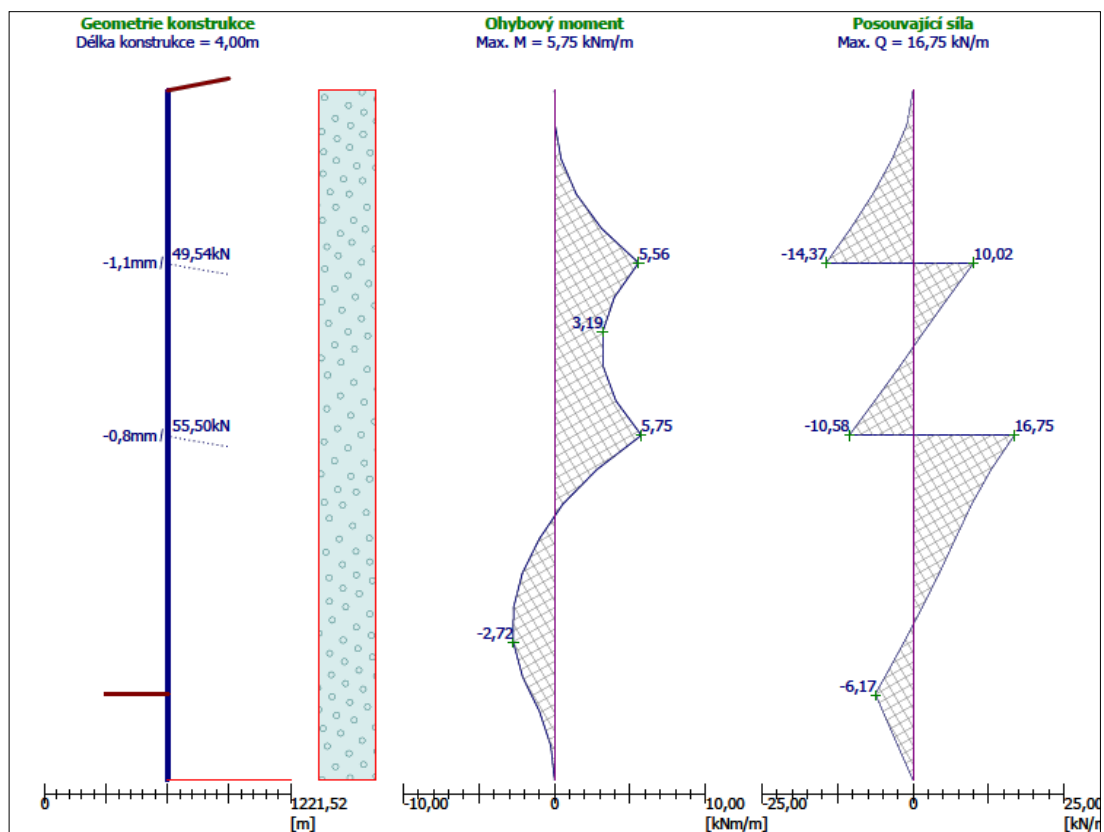
- Fáze 1: hloubení na úroveň 1,5 m
- Fáze 2: osazení a aktivace první řady kotev
- Fáze 3: hloubení na úroveň 2,5 m
- Fáze 4: osazení a aktivace druhé řady kotev
- Fáze 5: hloubení na konečnou úroveň 3,5 m



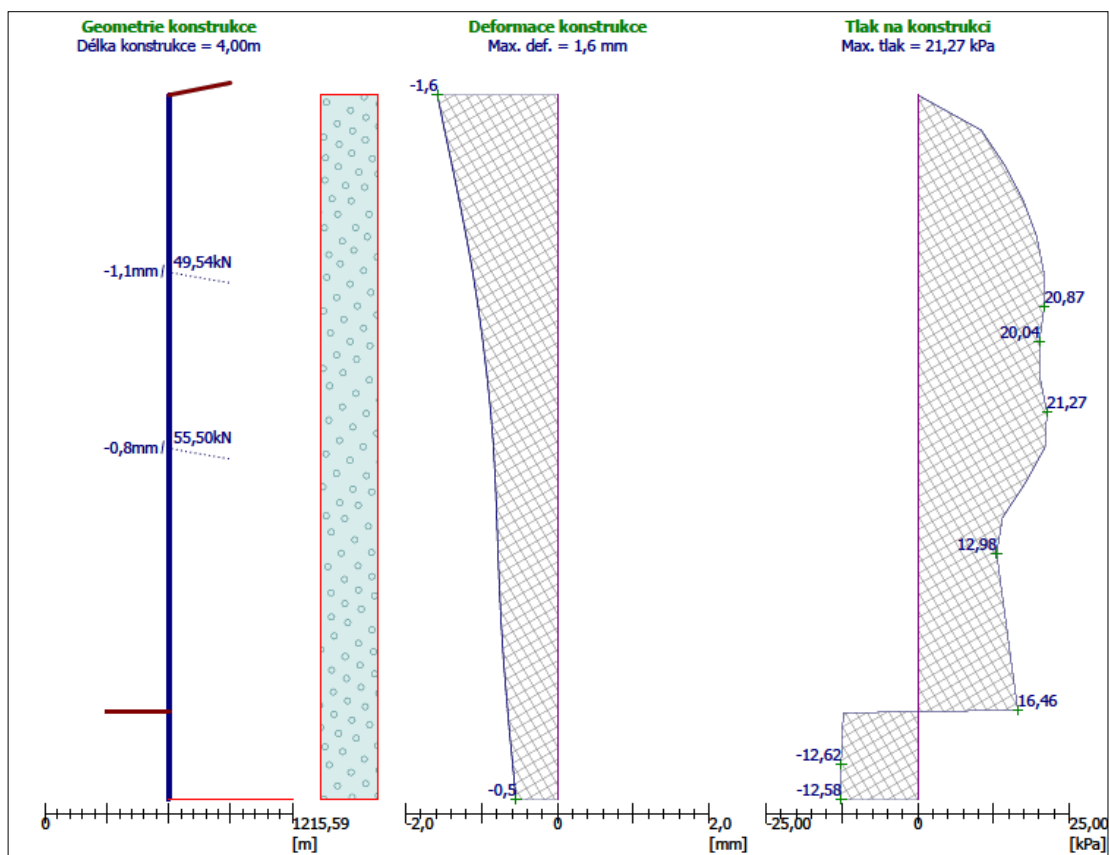
## VÝSLEDKY:



Obr. 20: Modul reakce podloží a zemní tlaky



Obr. 21: Vnitřní síly



Obr. 22: Deformace a tlak na konstrukci

## POSOUZENÍ VNITŘNÍ STABILITY

Vnitřní stabilita kotevního systému je určena podmínkou stupně bezpečnosti  $SB < SB_{\min}$ . Stupeň bezpečnosti se získá výpočtem podílu maximální přípustné kotevní síly a síly v kotvě.

Číslo kotvy	Síla v kotvě [kN]	Max. dovolená síla [kN]	Stupeň bezpečnosti	Posouzení
1	49,54	417,58	8,43	VYHOVUJE
2	55,50	551,85	9,94	VYHOVUJE

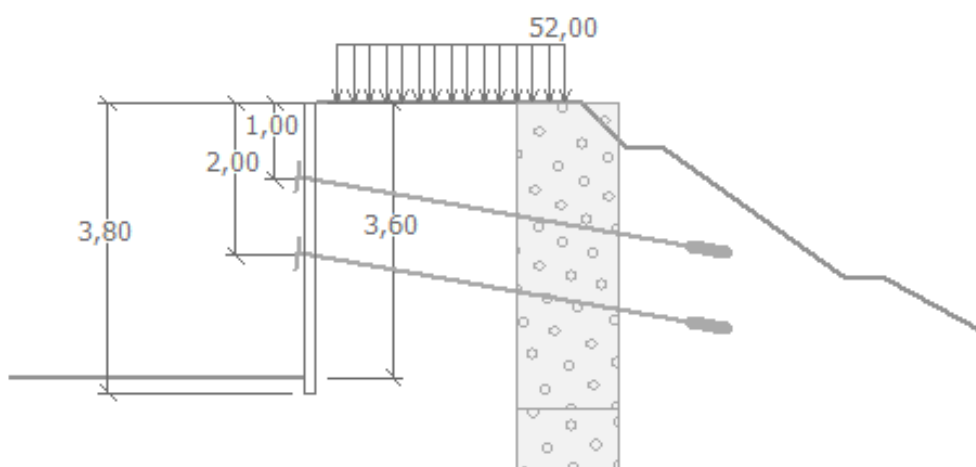
Tab. 13: Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Rozhodující řada kotev: 1

Požadovaný stupeň bezpečnosti:  $SB = 1,5 < SB_{\min} = 8,43$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE.

### 8.1.3 2. Etapa



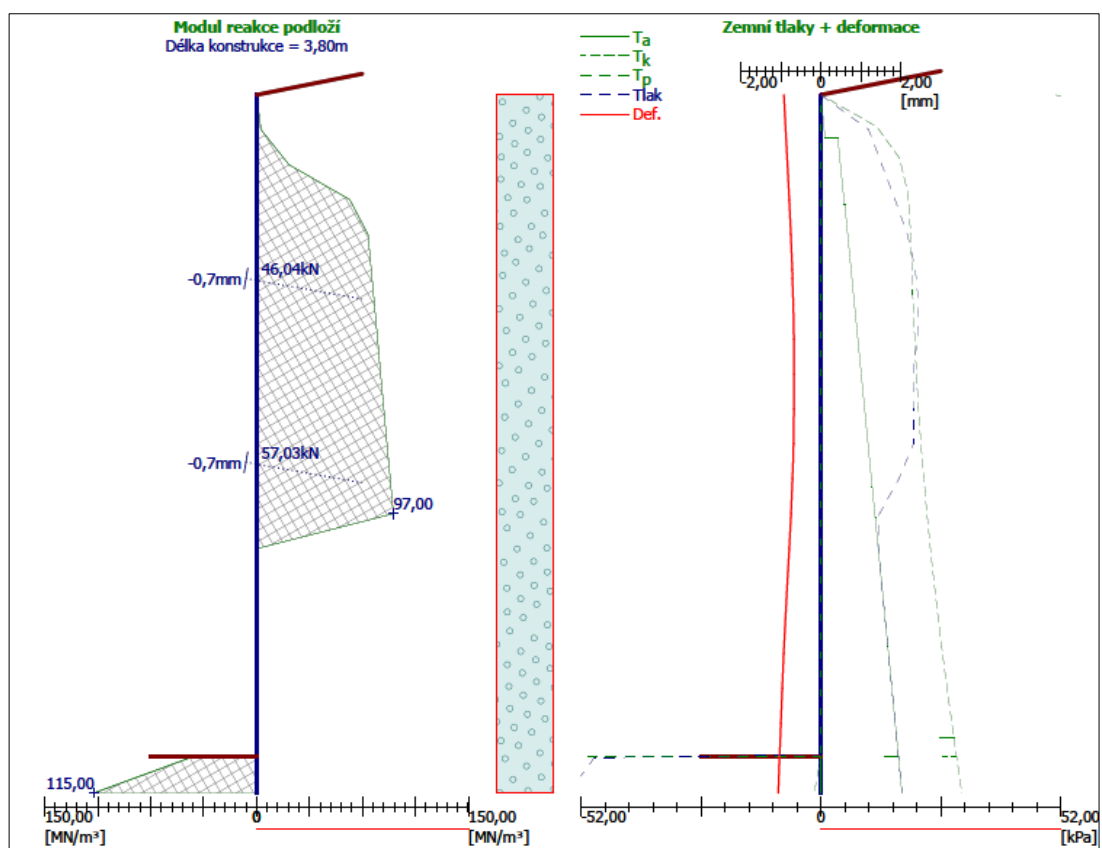
Obr. 23: Modelové schéma

Kotvení bylo provedeno tyčovými kotvami Titan 40/16 s roztečí 2 m a s průměrem 32 mm, přes horizontální kotevní prahy 2 x U120. Kotvení bylo zajištěno ve dvou úrovních. Jednotlivé parametry kotev jsou uvedeny v tabulce č. 12.

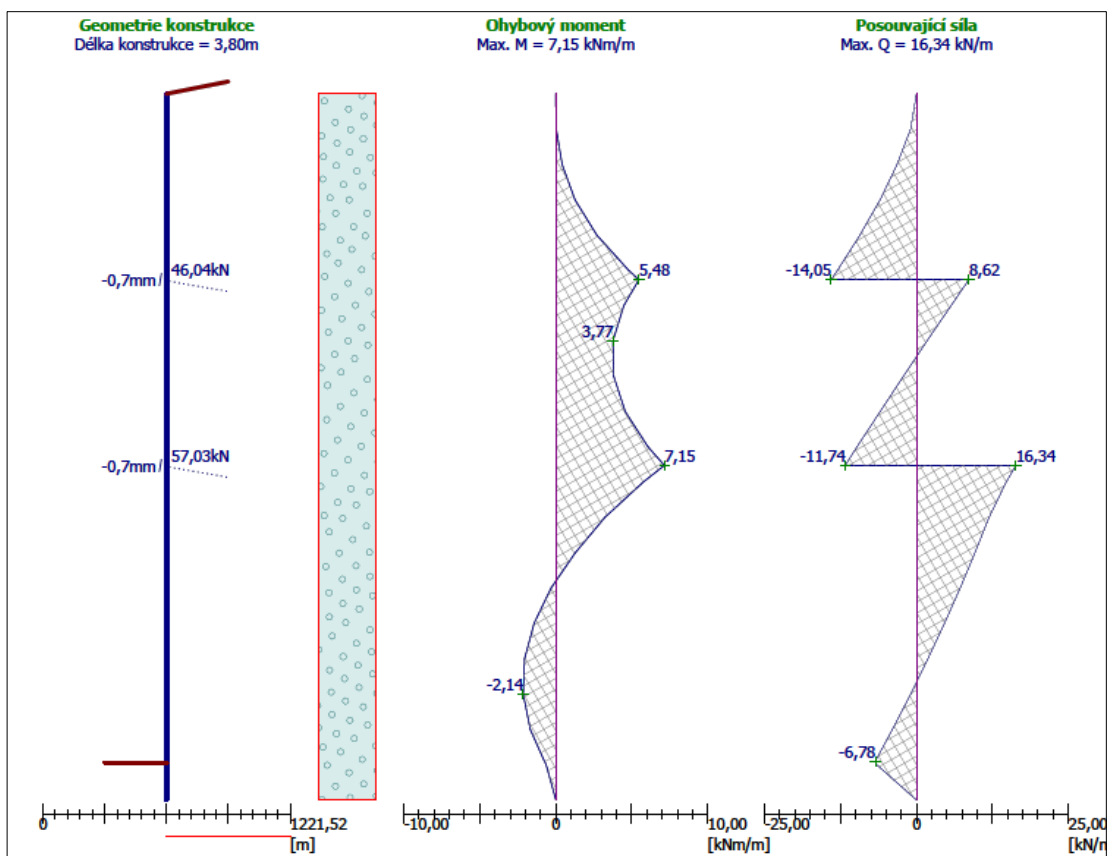
Statický výpočet je proveden celkem v pěti fázích:

- Fáze 1: hloubení na úroveň 1,5 m
- Fáze 2: osazení a aktivace první řady kotev
- Fáze 3: hloubení na úroveň 2,5 m
- Fáze 4: osazení a aktivace druhé řady kotev
- Fáze 5: hloubení na konečnou úroveň 3,5 m

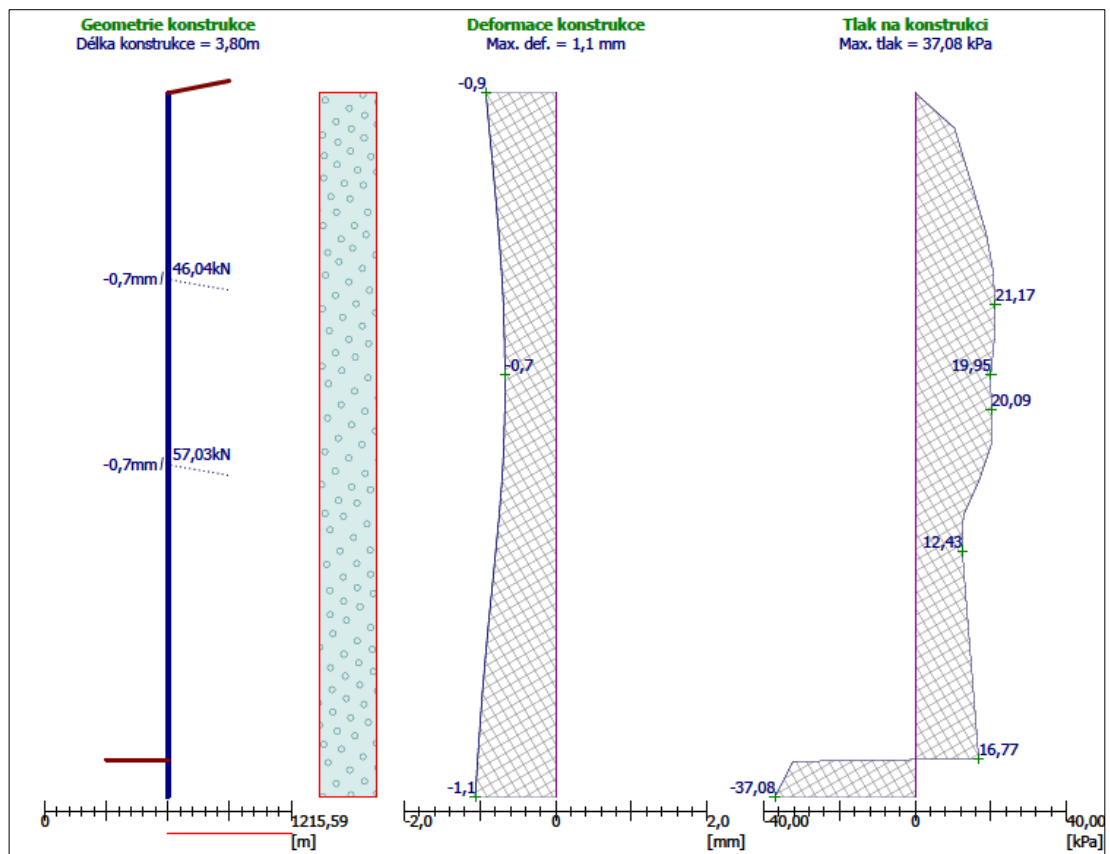
## VÝSLEDKY:



Obr. 24: Modul reakce podloží a zemní tlaky



Obr. 25: Vnitřní síly



Obr. 26: Deformace a tlak na konstrukci

## POSOUZENÍ VNITŘNÍ STABILITY

Vnitřní stabilita kotevního systému je určena podmínkou stupně bezpečnosti  $SB < SB_{\min}$ . Stupeň bezpečnosti se získá výpočtem podílu maximální přípustné kotevní síly a síly v kotvě.

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max. dovolená síla [kN]	Stupeň bezpečnosti	Posouzení
1	46,04	427,71	9,29	VYHOVUJE
2	57,03	571,25	10,04	VYHOVUJE

Tab. 14: Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Rozhodující řada kotev: 1

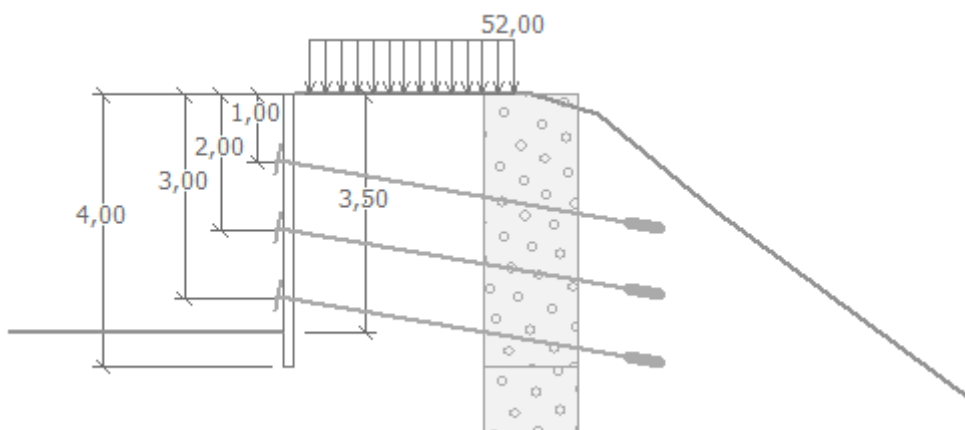
Požadovaný stupeň bezpečnosti:  $SB = 1,5 < SB_{\min} = 9,29$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE.

## ZHODNOCENÍ:

Největších deformací by mělo být dosaženo v horní části pažící konstrukce. Jak ale můžeme vidět na obrázku č. 26, tak v tomto případě tomu tak není. Největší deformace  $w = 1,1 \text{ mm}$  byla dosažena u dolní části pažící konstrukce, pod dnem výkopu. Je to způsobené nejspíš tím, že kotvení je provedeno jen ve dvou úrovních a také z důvodu toho, že pažící konstrukce je vetknuta pouze 0,2 m pod dnem výkopu. Vetknutá část konstrukce by neměla být kratší než 1,5 m, ale bohužel při této rekonstrukci nebylo možné vetknout pažící konstrukci hlouběji. Z těchto důvodů byl změněn původní návrh a kotvení záporového pažení z ocelových profilů IPE 360 bylo provedeno ve třech kotevních úrovních (-1,0, -2,0, -3,0 m).

### 8.1.4 1. Etapa – NOVÝ NÁVRH



Obr. 27: Modelové schéma

Kotvení bylo provedeno tyčovými kotvami Titan 40/16 s roztečí 2 m a s průměrem 32 mm, přes horizontální kotevní prahy 2 x U120. Kotvení bylo zajištěno ve třech úrovních. Jednotlivé parametry kotev jsou uvedeny v tabulce č. 15.

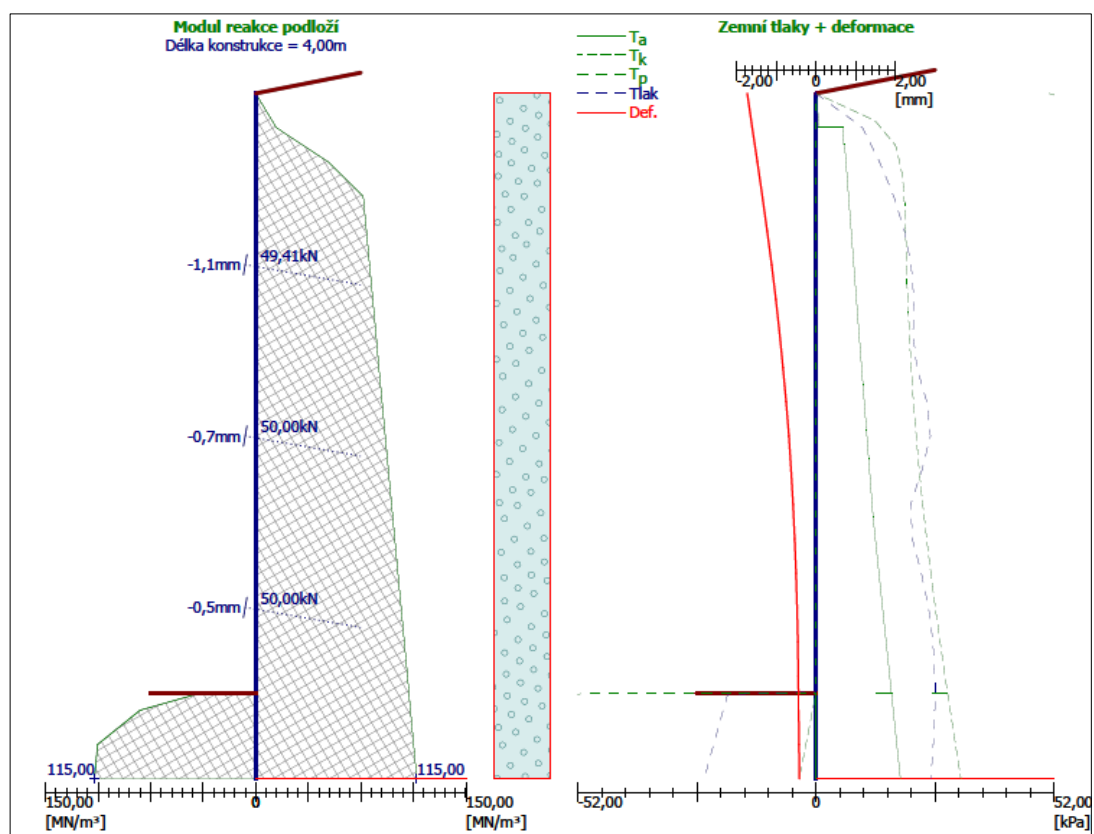
Kotevní úroveň	Délka kotvy [m]	Délka kořene kotvy [m]	Sklon kotvy [°]	Síla kotvy [kN]
1. kotevní úroveň (-1,0 m)	5,00	0,50	10	50
2. kotevní úroveň (-2,0 m)	5,00	0,50	10	50
3. kotevní úroveň (-3,0 m)	5,00	0,50	10	50

Tab. 15: Parametry kotev

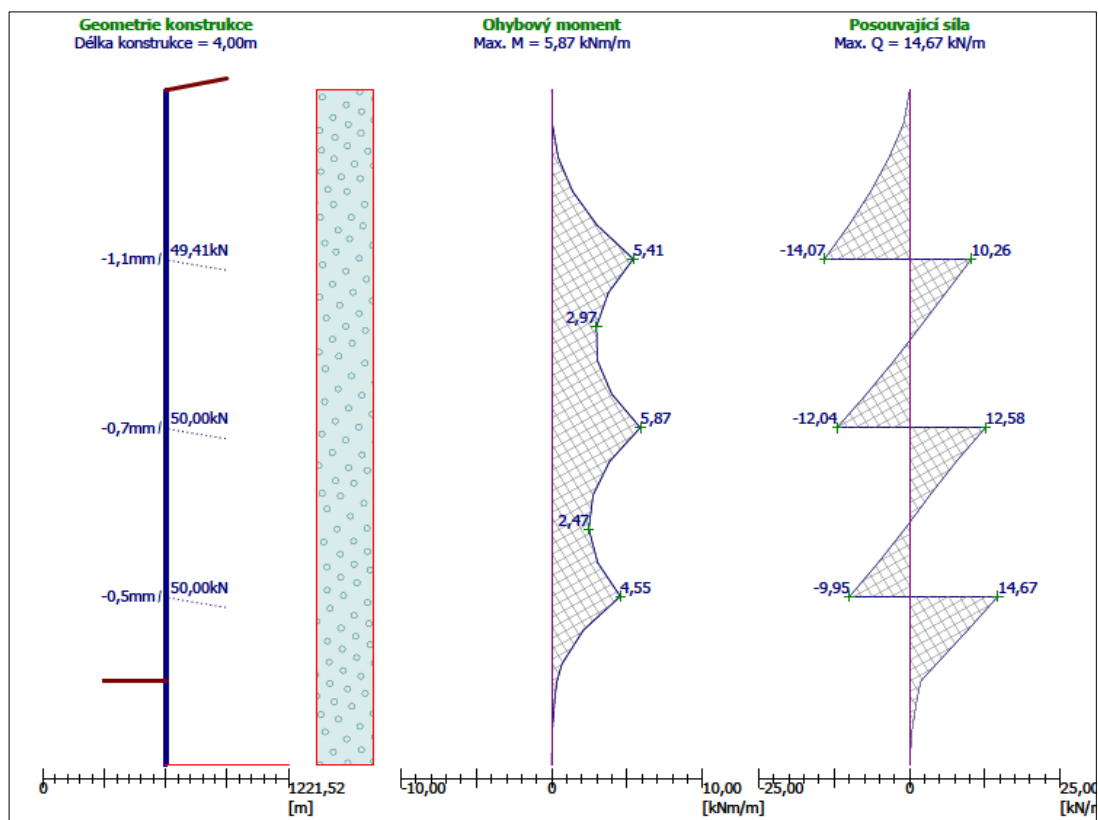
Statický výpočet je proveden celkem v šesti fázích:

- Fáze 1: hloubení na úroveň 1,5 m
- Fáze 2: osazení a aktivace první řady kotev
- Fáze 3: hloubení na úroveň 2,5 m
- Fáze 4: osazení a aktivace druhé řady kotev
- Fáze 5: hloubení na konečnou úroveň 3,5 m
- Fáze 6: osazení a aktivace třetí řady kotev

## VÝSLEDKY:

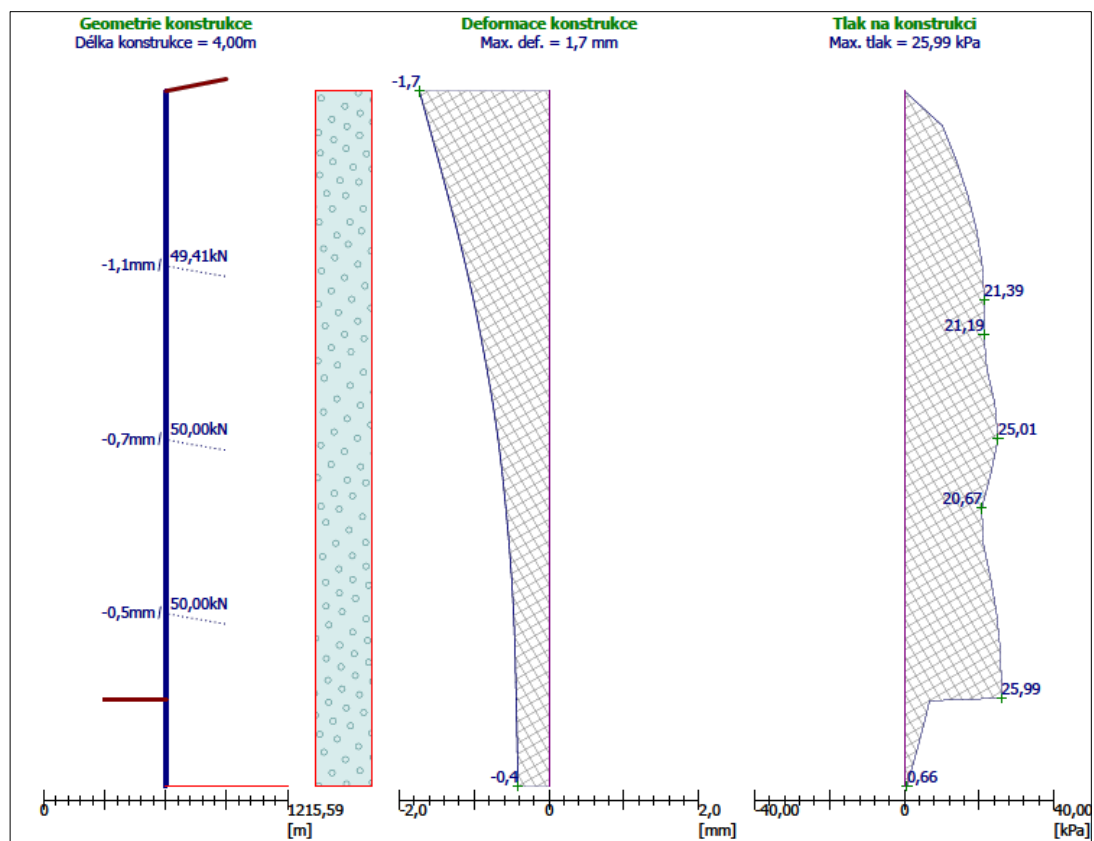


Obr. 28: Modul reakce podloží a zemní tlaky



Obr. 29: Vnitřní síly





Obr. 30: Deformace a tlak na konstrukci

## POSOUZENÍ VNITŘNÍ STABILITY

Vnitřní stabilita kotevního systému je určena podmínkou stupně bezpečnosti  $SB < SB_{\text{minim}}$ . Stupeň bezpečnosti se získá výpočtem podílu maximální přípustné kotevní síly a síly v kotvě.

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max. dovolená síla [kN]	Stupeň bezpečnosti	Posouzení
1	49,41	417,58	8,45	VYHOVUJE
2	50,00	551,98	11,04	VYHOVUJE
3	50,00	760,91	15,22	VYHOVUJE

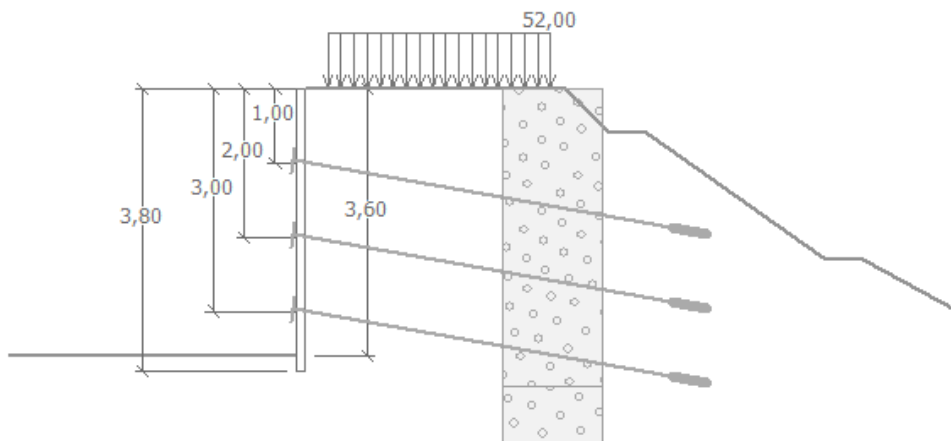
Tab. 16: Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Rozhodující řada kotev: 1

Požadovaný stupeň bezpečnosti:  $SB = 1,5 < SB_{\text{minim}} = 8,45$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE.

### 8.1.5 2. Etapa – NOVÝ NÁVRH



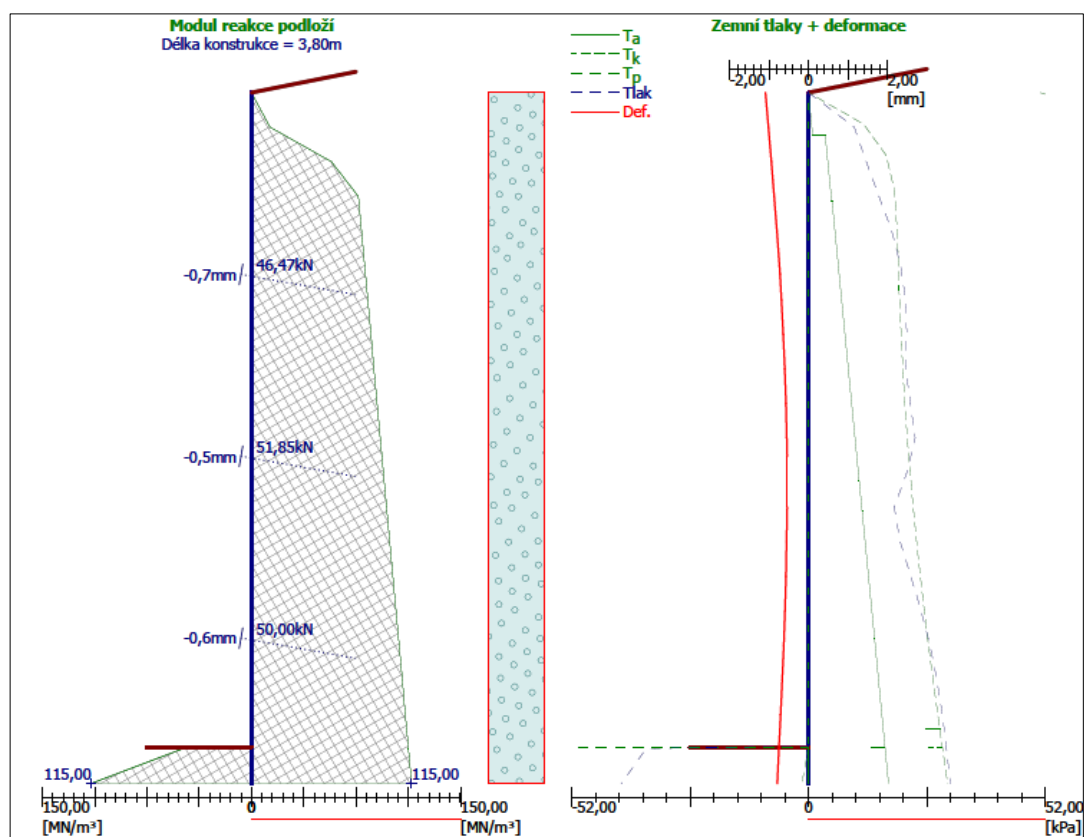
Obr. 31: Modelové schéma

Kotvení bylo provedeno tyčovými kotvami Titan 40/16 s roztečí 2 m a s průměrem 32 mm, přes horizontální kotevní prahy 2 x U120. Kotvení bylo zajištěno ve třech úrovních. Jednotlivé parametry kotev jsou uvedeny v tabulce č. 15.

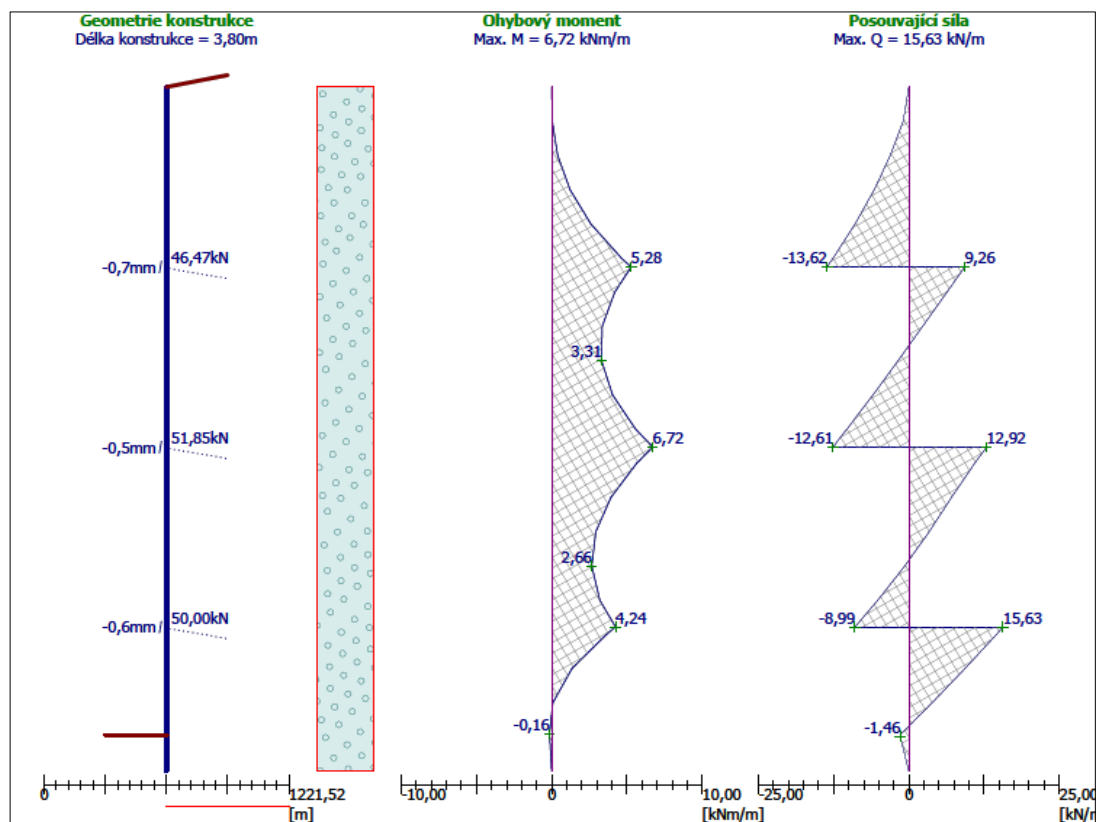
Statický výpočet je proveden celkem v šesti fázích:

- Fáze 1: hloubení na úroveň 1,5 m
- Fáze 2: osazení a aktivace první řady kotev
- Fáze 3: hloubení na úroveň 2,5 m
- Fáze 4: osazení a aktivace druhé řady kotev
- Fáze 5: hloubení na konečnou úroveň 3,6 m
- Fáze 6: osazení a aktivace třetí řady kotev

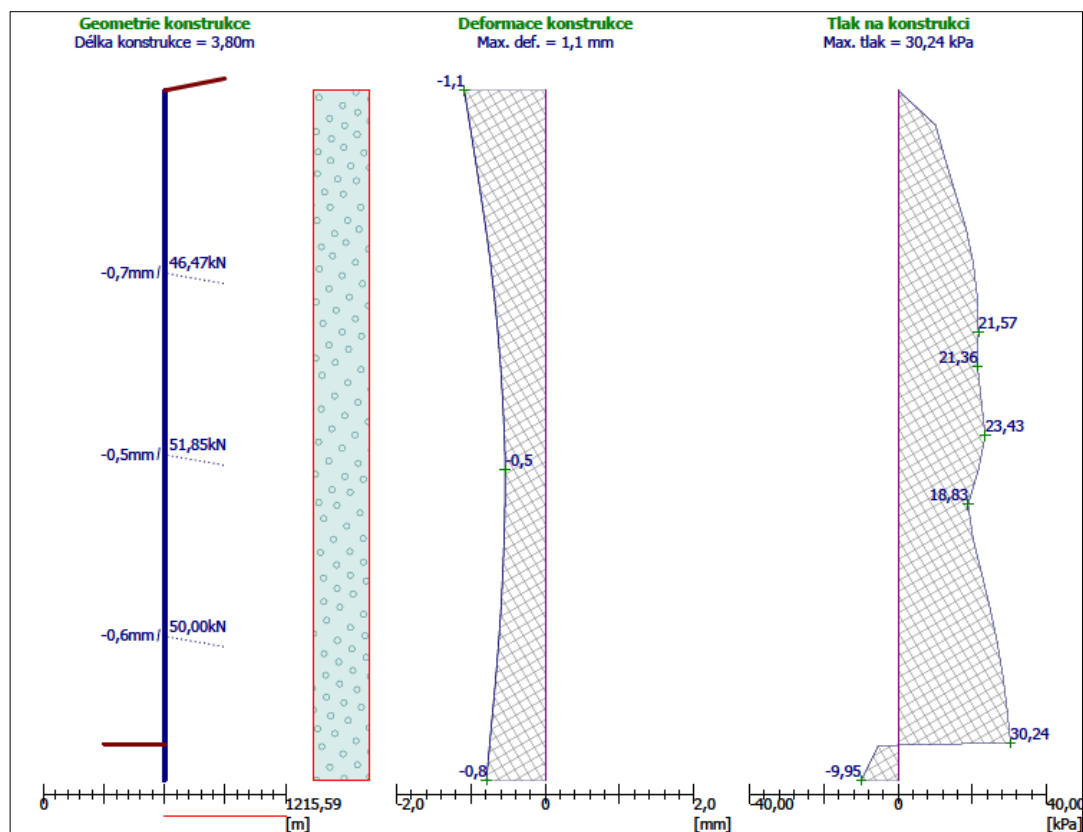
## VÝSLEDKY:



Obr. 32: Modul reakce podloží a zemní tlaky



Obr. 33: Vnitřní síly



Obr. 34: Deformace a tlak na konstrukci

## POSOUZENÍ VNITŘNÍ STABILITY

Vnitřní stabilita kotevního systému je určena podmínkou stupně bezpečnosti  $SB < SB_{\text{minim}}$ . Stupeň bezpečnosti se získá výpočtem podílu maximální přípustné kotevní síly a síly v kotvě.

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max. dovolená síla [kN]	Stupeň bezpečnosti	Posouzení
1	46,47	427,71	9,20	VYHOVUJE
2	51,85	570,81	11,01	VYHOVUJE
3	50,00	786,22	15,72	VYHOVUJE

Tab. 17: Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Rozhodující řada kotev: 1

Požadovaný stupeň bezpečnosti:  $SB = 1,5 < SB_{\text{minim}} = 9,2$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE.

## 8.2 Posouzení jednotlivých částí – 1. Etapa

### Výstup z GEO5:

Rozpětí zápor	$l = 2 \text{ m}$
Moment od zatížení	$M_{\max} = 5,87 \text{ kNm}$
Maximální tlak na konstrukci	$P_{\max} = 25,99 \text{ kPa}$

### 8.2.1 Posouzení zápor

Průřezový modul	$W_y = 9,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$
Mez kluzu (ocel S 355)	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Souč. spolehlivosti materiálu	$\gamma_{MO} = 1,15$

**Posudek na ohyb:**  $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

$$M_{Ed} = M_{\max} \cdot l = 5,87 \cdot 2 = 11,74 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = (W_y \cdot f_y) / \gamma_{MO} = (9,04 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^6) / 1,15 = 212\,440 \text{ Nm} = 212,44 \text{ kNm}$$

**$M_{Rd} = 212,44 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 11,74 \text{ kNm}$**  → Zápora na posouzení v ohybu vyhovuje.

### 8.2.2 Posouzení pažiny

Maximální tlak na k-ci	$P_{\max} = q = 25,99 \text{ kPa}$
Vzdálenost podpor	$L = 1,83 \text{ m}$
Tloušťka	$t = 120 \text{ mm}$
Šířka prkna	$h = 1000 \text{ mm}$
Materiál	Rostlé dřevo C 24
Třída provozu	1

**Posudek napětí v ohybu:**  $\sigma_{dov} \geq \sigma$

$$M_{Ed} = 1/8 \cdot q \cdot L^2 = 1/8 \cdot 25,99 \cdot 1,83^2 = 10,88 \text{ kNm}$$

$$W_{el} = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1/6 \cdot 1 \cdot 0,12^2 = 0,0024 \text{ m}^3$$

$$\sigma = M_{Ed} / W_{el} = 10,88 / 0,0024 = 4\,533,33 \text{ kPa} = 4,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{dov} = k_{mod} \cdot f_{t,k} / \gamma_M = 0,9 \cdot 14 / 1,3 = 9,69 \text{ MPa}$$

**$\sigma_{dov} = 9,69 \text{ MPa} \geq \sigma = 4,53 \text{ MPa}$**  → Pažina na posouzení napětí v ohybu vyhovuje.

### 8.2.3 Posouzení převázky

Průřezový modul  $W_y = 121,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Mez kluzu (ocel S 355)  $f_y = 355 \text{ MPa}$

Souč. spolehlivosti materiálu  $\gamma_{MO} = 1,15$

Síla v kotvě (výstup z Geo5)  $F_k = 50 \text{ kN}$

Zatěžující síla – síla z kotvy  $F_{sd} = F_k = 50 \text{ kN}$

**Posudek napětí v ohybu:  $\sigma_{dov} \geq \sigma$**

$$M_{ed} = 1/4 \cdot F_{sd} \cdot l = 1/4 \cdot 50 \cdot 2 = 25 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M_{ed}/W_y = 25/1,214 \cdot 10^{-4} = 205\,930,81 \text{ kPa} = 205,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{dov} = f_y / \gamma_{MO} = 355 / 1,15 = 308,70 \text{ MPa}$$

**$\sigma_{dov} = 308,70 \text{ MPa} \geq \sigma = 205,93 \text{ MPa}$**  → Převázka na posouzení napětí v ohybu vyhovuje.

## 8.3 Posouzení jednotlivých částí – 2. Etapa

Výstup z GEO5:

Rozpětí zápor  $l = 2 \text{ m}$

Moment od zatížení  $M_{max} = 6,72 \text{ kNm}$

Maximální tlak na konstrukci  $P_{max} = 30,24 \text{ kPa}$

### 8.3.1 Posouzení zápor

Průřezový modul  $W_y = 9,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

Mez kluzu (ocel S 355)  $f_y = 355 \text{ MPa}$

Souč. spolehlivosti materiálu  $\gamma_{MO} = 1,15$

**Posudek na ohyb:  $M_{Rd} \geq M_{Ed}$**

$$M_{ed} = M_{max} \cdot l = 6,72 \cdot 2 = 13,44 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = (W_y \cdot f_y) / \gamma_{MO} = (9,04 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^6) / 1,15 = 279\,060,87 \text{ Nm} = 279,06 \text{ kNm}$$

**$M_{Rd} = 279,06 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 13,44 \text{ kNm}$**  → Zápora na posouzení v ohybu vyhovuje.

### 8.3.2 Posouzení pažiny

Maximální tlak na k-ci  $P_{\max} = q = 30,24 \text{ kPa}$

Vzdálenost podpor  $L = 1,83 \text{ m}$

Tloušťka  $t = 120 \text{ mm}$

Šířka prkna  $h = 1000 \text{ mm}$

Materiál Rostlé dřevo C 24

Třída provozu 1

**Posudek napětí v ohybu:  $\sigma_{dov} \geq \sigma$**

$$M_{ed} = 1/8 \cdot q \cdot L^2 = 1/8 \cdot 30,24 \cdot 1,83^2 = 12,66 \text{ kNm}$$

$$W_{el} = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1/6 \cdot 1 \cdot 0,12^2 = 0,0024 \text{ m}^3$$

$$\sigma = M_{ed}/W_{el} = 12,66/0,0024 = 5\,275 \text{ kPa} = 5,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{dov} = k_{mod} \cdot f_{t,k} / \gamma_M = 0,9 \cdot 14 / 1,3 = 9,69 \text{ MPa}$$

**$\sigma_{dov} = 9,69 \text{ MPa} \geq \sigma = 5,28 \text{ MPa}$**  → Pažina na posouzení napětí v ohybu vyhovuje.

### 8.3.3 Posouzení převázky

Průřezový modul  $W_y = 121,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Mez kluzu (ocel S 355)  $f_y = 355 \text{ MPa}$

Souč. spolehlivosti materiálu  $\gamma_{MO} = 1,15$

Síla v kotvě (výstup z Geo5)  $F_k = 51,85 \text{ kN}$

Zatěžující síla – síla z kotvy  $F_{sd} = F_k = 51,85 \text{ kN}$

**Posudek napětí v ohybu:  $\sigma_{dov} \geq \sigma$**

$$M_{ed} = 1/4 \cdot F_{sd} \cdot l = 1/4 \cdot 51,85 \cdot 2 = 25,93 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M_{ed}/W_y = 25,93 / (121,4 \cdot 10^{-4}) = 213\,591,43 \text{ kPa} = 213,59 \text{ MPa}$$

**$\sigma_{dov} = 308,70 \text{ MPa} \geq \sigma = 213,59 \text{ MPa}$**  → Převázka na posouzení napětí v ohybu vyhovuje.

## 9 PŘEHLED VÝSLEDKŮ Z PROGRAMU GEO 5

Přehled výsledků z programového systému Geo5 je zobrazen v tabulce č. 18. Variantu č. 1 tvoří záporové pažení ze štětovic IIIIn a variantu č. 2 tvoří záporové pažení z ocelových profilů IPE 360.

	1. ETAPA			2. ETAPA		
	Varianta č. 1	Varianta č. 2	Varianta č. 2 - NOVÝ NÁVRH	Varianta č. 1	Varianta č. 2	Varianta č. 2 - NOVÝ NÁVRH
Délka konstrukce [m]	4,00	4,00	4,00	3,80	3,80	3,80
Max. ohybový moment [kNm/m]	3,99	5,77	5,87	6,15	7,15	6,72
Max. posouvající síla [kN/m]	15,55	16,75	14,67	24,18	16,34	15,63
Max. deformace [mm]	0,80	1,60	1,70	0,40	1,10	1,10
Max. tlak na konstrukci [mm]	26,67	21,27	25,99	51,37	37,08	30,24

Tab. 18: Přehled výsledků z programu Geo5

Největší hodnota deformace konstrukce byla dosažena u varianty č. 2 při provádění 1. etapy výstavby, kde maximální hodnota deformace dosahuje 1,70 mm. V porovnání s variantou č. 1 je to o 0,9 mm více.

Celkově menších hodnot deformací bylo dosaženo u varianty č. 1, která se v porovnání s variantou č. 2 jeví o něco příznivěji. I tak jsou, ale všechny hodnoty deformací v normě a s dostatečnou rezervou.



## 10 VÝPOČET PAŽENÍ V PROGRAMU PLAXIS 2D

Výpočet byl dále proveden v programu Plaxis 2D. Jedná se o výpočetní systém pro řešení geotechnických úloh založený na metodě konečných prvků. Je zaměřen na 2D analýzu napěťo-deformačního a stabilitního stavu geotechnických konstrukcí. [1]

Výpočetní model byl zpracován pro nejméně příznivý příčný profil, tedy maximální výšku zajišťovaného výkopu. Výpočetní model respektuje geometrii terénu a provoz železniční dopravy na povrchu.

### 10.1 Vstupní data

Násyp železničního tělesa, jak už bylo zmíněno, je tvořen štěrkem s příměsí jemnozrnných zemin. Parametry této zeminy jsou uvedeny v tabulce č. 5.

Kvůli počáteční fázi musely být zadány i parametry zeminy v podloží viz tab. č. 19. Podloží bylo tvořeno hlinou štěrkovitou.

Zemina	Hlína štěrkovitá
Objemová tíha	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Objemová tíha sat. zeminy	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření	$\varphi_{\text{ef}} = 30^\circ$
Soudržnost zeminy	$c_{\text{ef}} = 12 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti	$E_{\text{def}} = 20 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo	$\nu = 0,35$

Tab. 19: Parametry zeminy

Simulace železniční dopravy byla zadána plošným zatížením o hodnotě  $52 \text{ kN/m}^2$ . Dále byly zadány parametry roznášecího prahu, který se nachází pod plošným zatížením. Roznášecí práh má šířku 3 m a tloušťku 0,05 m a je vyroben z oceli S 355. Parametry roznášecího prahu jsou uvedeny v tabulce č. 20.

Výpočet plochy a momentu setrvačnosti roznášecího prahu:

$$A = b \cdot h = 3 \cdot 0,05 = 0,15 \text{ m}^2$$

$$I = 1/12 \cdot b \cdot h^3 = 1/12 \cdot 3 \cdot 0,05^3 = 3,125 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

	<b>Roznášecí práh</b>
Normálová tuhost [kN/m]	$EA = 3,15 \cdot 10^7$
Ohybová tuhost [kN/m <sup>2</sup> /m]	$EI = 6563$
Tloušťka prvku [m]	$d = 0,05$
Tíha prvku [kN/m/m]	$w = 3,925$
Poissonovo číslo	$\nu = 0,3$

Tab. 20: Vstupní parametry roznášecího prahu

### 10.1.1 Záporové pažení ze štětovnic IIn

	<b>Pažící stěna ze štětovnic IIn</b>
Normálová tuhost [kN/m]	$EA = 1,006 \cdot 10^6$
Ohybová tuhost [kN/m <sup>2</sup> /m]	$EI = 3864$
Tloušťka prvku [m]	$d = 0,22$
Poissonovo číslo	$\nu = 0,3$

Tab. 21: Vstupní parametry pažící stěny

<b>Kotva č. 1 - 4</b>	
Normálová tuhost [kN]	$EA = 169 \cdot 10^3$
Rozteč kotev [m]	$L_{\text{spacing}} = 1,65$

Tab. 22: Vstupní parametry kotev

### 10.1.2 Záporové pažení z IPE 360

	<b>Pažící stěna z IPE 360</b>
Normálová tuhost [kN/m]	$EA = 0,764 \cdot 10^6$
Ohybová tuhost [kN/m <sup>2</sup> /m]	$EI = 17094$
Tloušťka prvku [m]	$d = 0,52$
Poissonovo číslo	$\nu = 0,3$

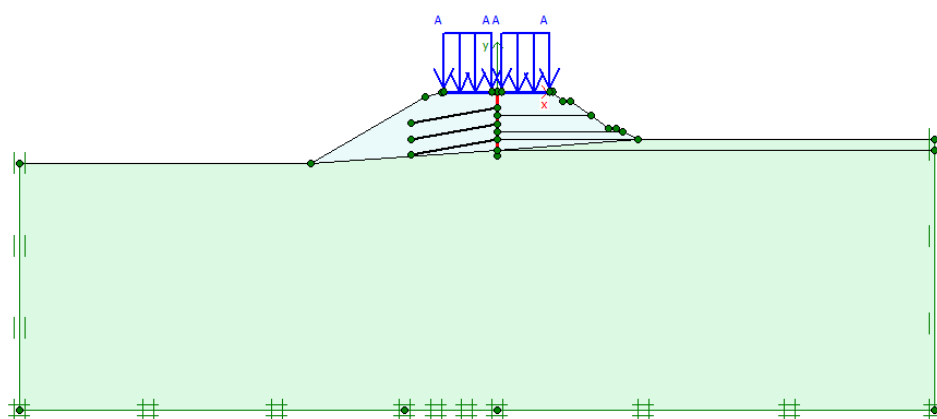
Tab. 23: Vstupní parametry pažící stěny

<b>Kotva č. 1 - 3</b>	
Normálová tuhost [kN]	$EA = 169 \cdot 10^3$
Rozteč kotev [m]	$L_{\text{spacing}} = 2$

Tab. 24: Vstupní parametry kotev

## 10.2 Postup modelování

Před samotným vytvořením modelu, bylo nutné provést základní nastavení modelu. To se provedlo pomocí okna vlastností projektu. Okno vlastností projektu obsahuje název projektu, geometrické rozměry, základní jednotky atd. Po dokončení základního nastavení modelu se objevil prázdný prostor, do kterého byl model namodelován. Pro ukázkou je zde znázorněno schéma modelu (obr. č. 35) provádění první etapy výstavby, kde záporové pažení bylo tvořeno z ocelových nosníků IPE 360 a kotvení bylo provedeno ve třech kotevních úrovních.



Obr. 35: Schéma modelu

Model byl namodelován pomocí základních komponentů – *bodů a linií*, jako i rozhraní vrstev a konstrukčních fází. Pažící konstrukce a roznášecí prahy byly modelovány pomocí speciálního komponentu *Plate*, kotvy pak pomocí *Node-to-node anchor*.

Aby bylo možné simulovat chování zeminy a konstrukce, musely být k dané geometrii přiřazeny materiálové charakteristiky. Pro popis chování použitých materiálů modelu byl použit Mohr-Coulombův elasticko – plastický konstitutivní model. Samotný model umožňuje zadání jak základních přetvárných charakteristik zemin (Youngův modul pružnosti  $E$ , Poissonovo číslo  $\nu$ ), tak i základních smykových parametrů (úhel vnitřního tření  $\phi$ , soudržnost  $c$ ). V modelu nebylo uvažováno s ovlivněním podzemní vodou, proto byl zvolen typ *Drained*. [1]

Dále musely být zadány okrajové podmínky, které jsou definovány tuhou vanou. Podmínky určují, jakými směry se mohou jednotlivé uzly sítě modelu na jeho okrajích (hranicích) posouvat. U svislých okrajů modelu je zamezeno vodorovnému posunutí, u spodního okraje modelu je zamezeno jak vodorovnému, tak i svislému posunutí. [1]

Když byl model kompletní, tak pomocí ikonky *generate mash* dojde k vygenerování sítě. Po zadání materiálových charakteristik, okrajových podmínek a po vygenerování sítě může dojít k samotnému výpočtu. Výpočet byl opět rozdělen do několika fází:

- Počáteční fáze - *Initial phase*, kterou si program vytvoří sám;
- Násyp;
- Kolejové zatížení;
- Pažící stěna;
- Fáze hloubení, osazování a aktivace kotev - zůstaly stejné, jako ty, které byly použity i v předchozích příkladech v programu Geo5.

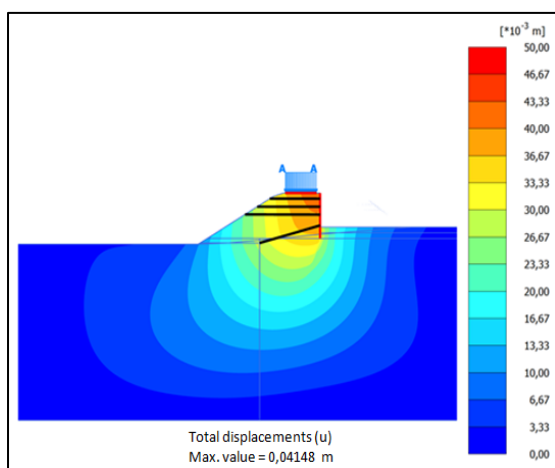
V programovém systému Plaxis 2D je možnost výběru ze čtyř kalkulačních typů výpočtu. Jedná se o tyto typy: *Plastic*, *Consolidation*, *Safety* a *Dynamic*. V daných případech byl použit typ *Plastic*. Kalkulační typ *Plastic* se využívá při elasticko-plastické deformační analýze, kde se neuvažuje s přírůstky pórových tlaků v průběhu času. Není tak umožněna konsolidace zeminy (tedy disipace pórových tlaků). Používá se například při hloubení stavebních jam, výstavbě násypů a určení jejich konečného sednutí či pro výpočet konečných deformací. [1]

Jakmile byl výpočet dokončen, jsou výsledky vyhodnoceny v okně výstupu. Výstupem byly hodnoty celkových ( $u$ ), horizontálních ( $u_x$ ) a svislých posunů ( $u_y$ ), dále oblasti zplastizování zeminy a čerpání pevnosti.

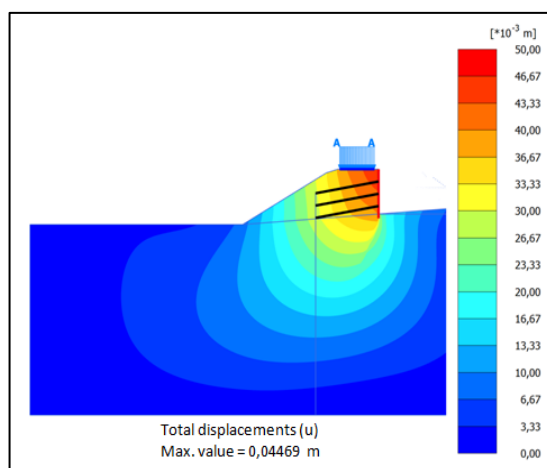
## 10.3 Vyhodnocení výsledků

V levém sloupečku můžeme vidět výstupy z programu Plaxis 2D pro první variantu řešení, tedy záporové pažení ze štětovnic IIIIn. V pravém sloupečku můžeme vidět výstupy pro variantu č. 2, tedy záporové pažení z ocelových nosníků IPE 360. Nejdříve jsou srovnány výsledky z první etapy výstavby, poté z druhé etapy výstavby.

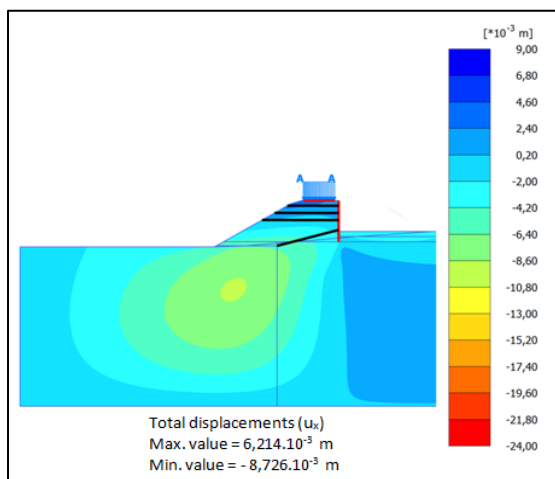
### 1. ETAPA



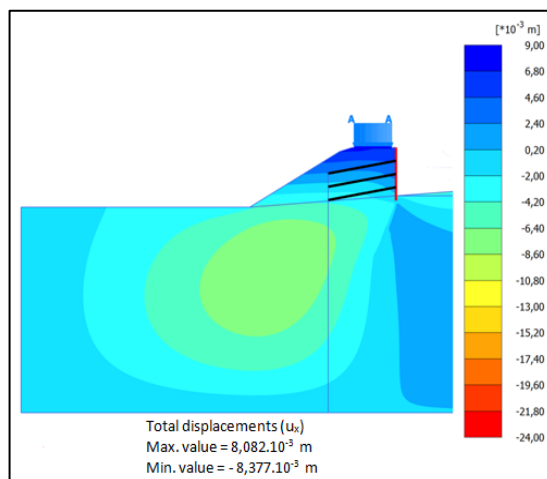
Obr. 36: Celkové posuny (u)



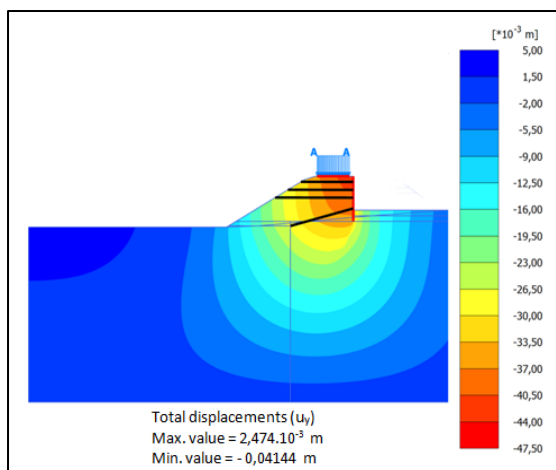
Obr. 37: Celkové posuny (u)



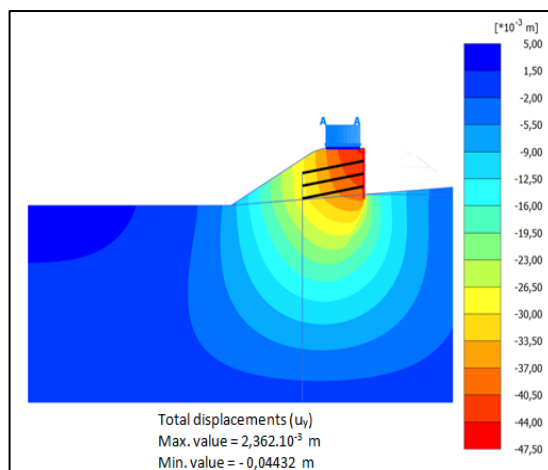
Obr. 38: Horizontální posuny ( $u_x$ )



Obr. 39: Horizontální posuny ( $u_x$ )



Obr. 40: Svislé posuny ( $u_y$ )



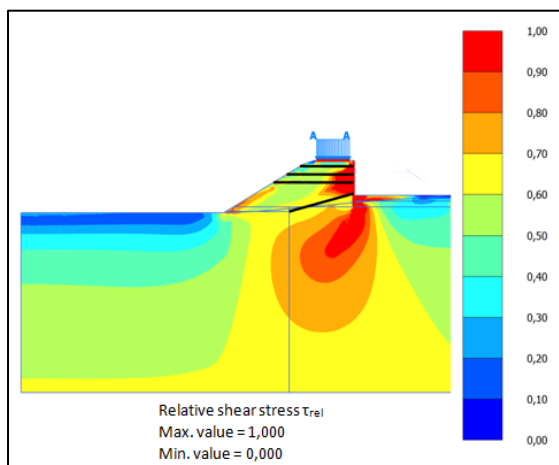
Obr. 41: Svislé posuny ( $u_y$ )

		Varianta č. 1	Varianta č. 2
Celkové posuny ( $u$ )	[mm]	41,48	44,69
Horizontální posuny ( $u_x$ )	[mm]	8,73	8,38
Svislé posuny ( $u_y$ )	[mm]	41,44	44,32

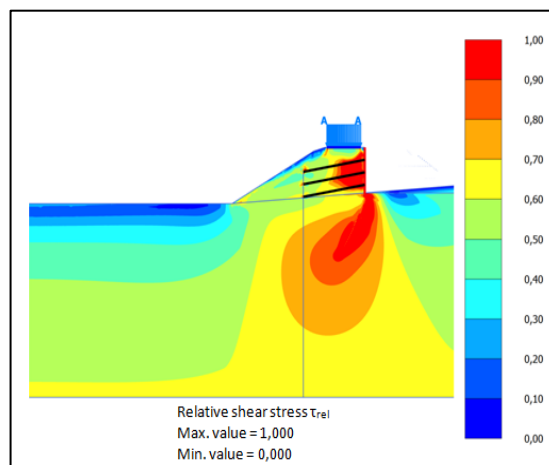
Tab. 25: Výsledky z 1. Etapy výstavby

Největších hodnot celkových posunů bylo dosaženo ve varianty č. 2. Celkové posuny dosahovaly hodnoty 44,69 mm, což činilo o 3,21 mm více než ve variantě č. 1, kde celkové posuny dosáhly hodnoty 41,48 mm. Z těchto výsledků je patrné, že varianta č. 1 se jeví jako příznivější.

Na obrázcích č. 42 a č. 43 můžeme vidět vyhodnocení čerpání pevnosti. Blíží-li se hodnoty k hodnotě 1,00 (červená barva) tedy k plastickým bodům, jedná se o zplastizovanou oblast, kde dochází k vyčerpání smykového napětí.

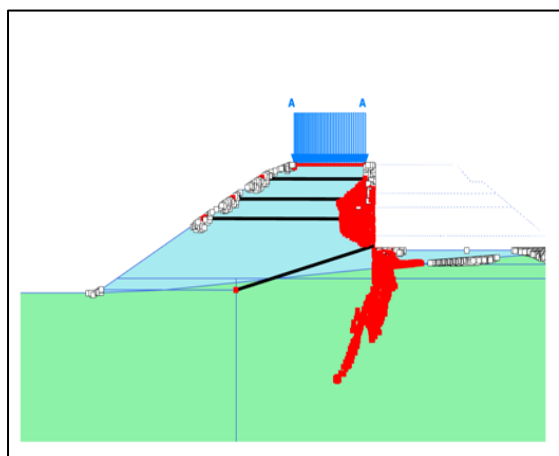


Obr. 42: Čerpání pevnosti

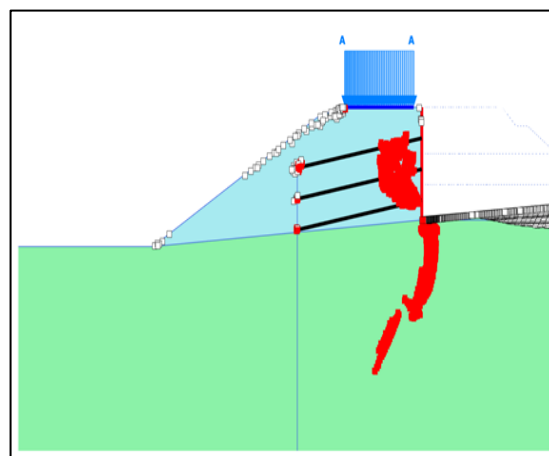


Obr. 43: Čerpání pevnosti

Na obrázcích č. 44 a č. 45 lze vidět oblasti zplastizování zeminy. Červené čtverečky nám znázorňují body selhání (*Failure point*), bílé čtverečky pak tahové trhlinky (*Tension cut – off point*).

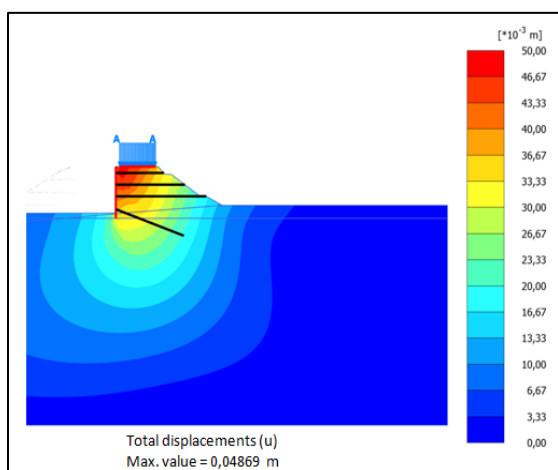


Obr. 44: Oblasti zplastizování zeminy

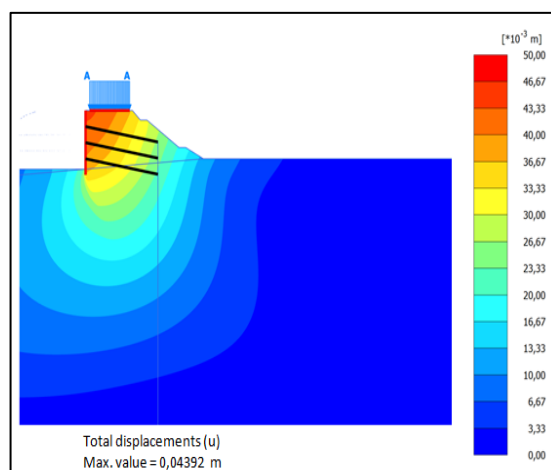


Obr. 45: Oblasti zplastizování zeminy

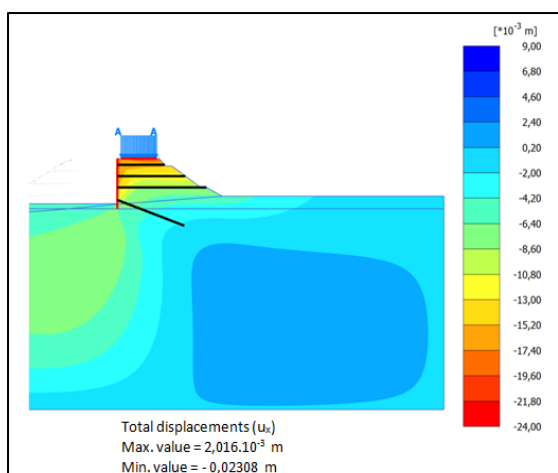
## 2. ETAPA



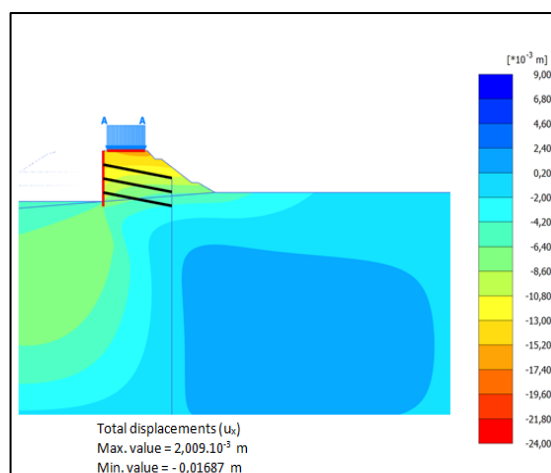
Obr. 46: Celkové posuny (u)



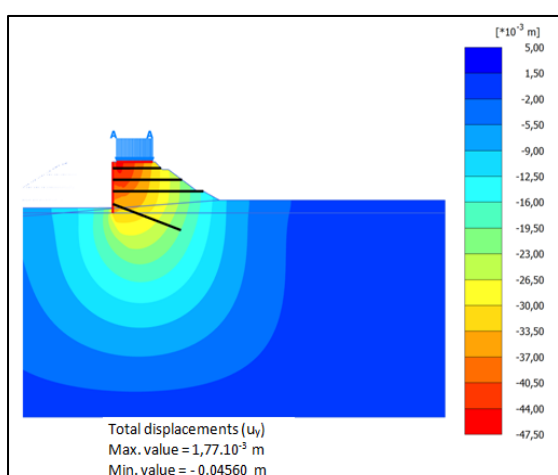
Obr. 47: Celkové posuny (u)



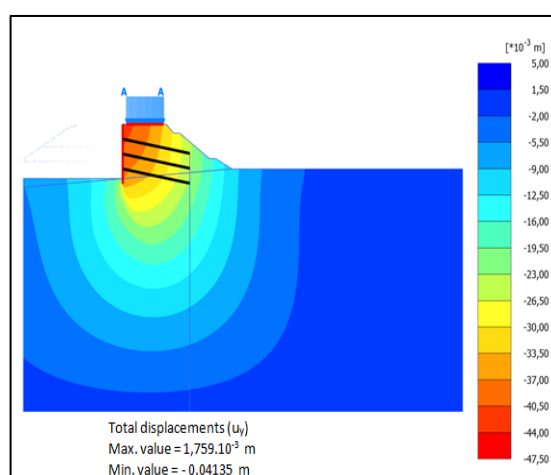
Obr. 48: Horizontální posuny ( $u_x$ )



Obr. 49: Horizontální posuny ( $u_x$ )



Obr. 50: Svislé posuny ( $u_y$ )



Obr. 51: Svislé posuny ( $u_y$ )

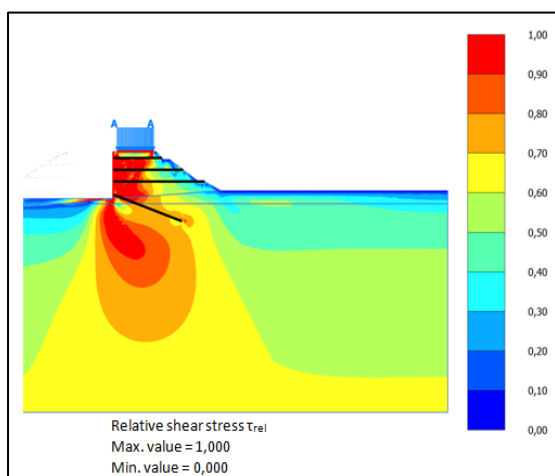


		Varianta č. 1	Varianta č. 2
Celkové posuny ( $u$ )	[mm]	48,69	43,92
Horizontální posuny ( $u_x$ )	[mm]	23,08	16,87
Svislé posuny ( $u_y$ )	[mm]	45,60	41,35

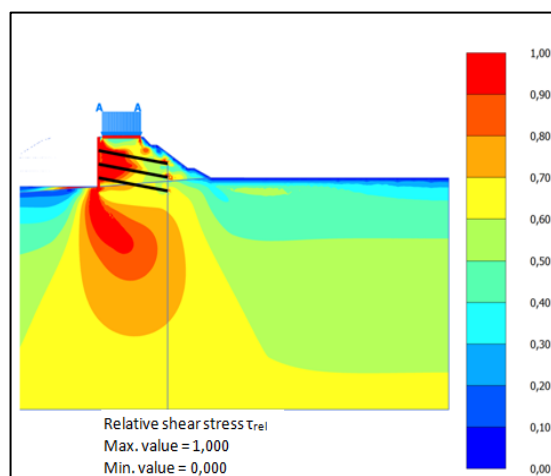
Tab. 26: Výsledky z 2. Etapy výstavby

Největších hodnot celkových posunů bylo dosaženo ve varianty č. 1. Celkové posuny dosahovaly hodnoty 48,69 mm, což činilo o 4,77 mm více než ve variantě č. 2, kde celkové posuny dosáhly hodnoty 43,92 mm. Z těchto výsledků je patrné, že varianta č. 2 se jeví jako příznivější.

Na obrázcích č. 52 a č. 53 můžeme vidět vyhodnocení čerpání pevnosti. Blíží-li se hodnoty k hodnotě 1,00 (*červené hodnoty*) tedy k plastickým bodům, jedná se o zplastizovanou oblast, kde dochází k vyčerpání smykového napětí. Na obrázku č. 53 můžeme vidět, že dochází k většímu vyčerpání smykového napětí než na obr. č. 54.

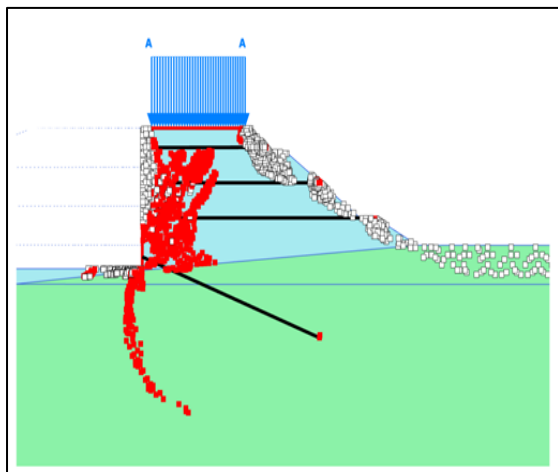


Obr. 52: Čerpání pevnosti

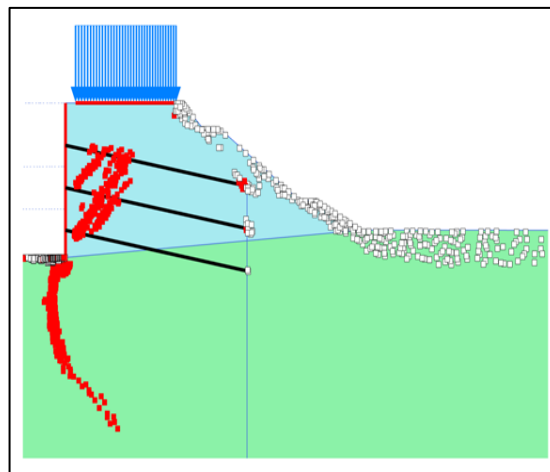


Obr. 53: Čerpání pevnosti

Na obrázcích č. 54 a č. 55 lze vidět oblasti zplastizování zeminy. Červené čtverečky nám znázorňují body selhání (*Failure point*), bílé čtverečky pak tahové trhlinky (*Tension cut – off point*). Jak je patrné z těchto obrázků, v první variantě se body selhání vyskytují ve větší míře než ve variantě druhé.



Obr. 54: Oblasti zplastizování zeminy



Obr. 55: Oblasti zplastizování zeminy

Pro lepší přehlednost jsou všechny výsledky z obou etap provádění znázorněny v tabulce č. 27. Varianta č. 1 se v první etapě výstavby jeví jako příznivější, kdežto ve druhé etapě výstavby je tomu právě naopak. Všechny výsledky velikosti posunů se pohybovaly v reálných mezích.

		1. ETAPA		2. ETAPA	
		Varianta č. 1	Varianta č. 2	Varianta č. 1	Varianta č. 2
Celkové posuny ( $u$ )	[mm]	41,48	44,69	48,69	43,92
Horizontální posuny ( $u_x$ )	[mm]	8,73	8,38	23,08	16,87
Svislé posuny ( $u_y$ )	[mm]	41,44	44,32	45,60	41,35

Tab. 27: Shrnutí výsledků

# 11 EKONOMICKÉ SROVNÁNÍ

V této kapitole jsou porovnány náklady na provedení 1 m záporového pažení v navržených variantách. Varianta č. 1 – Záporové pažení ze štětovnic IIIIn. Varianta č. 2 – Záporové pažení z ocelových nosníků IPE 360. Při výpočtu nákladů se vycházelo z přibližných cen jednotlivých prvků pažení:

- 1400 Kč Provedení vrtu pro vkládání zápor + zpětný zásyp
- 8000 Kč/m<sup>3</sup> Fošny (materiál + instalace)
- 2400 Kč/m Kotvy (materiál + vrtání)
- 1500 Kč/m Kotevní táhla (materiál + vrtání)
- 20 Kč/ kg Ocel

Přibližné náklady na provedení 1 m záporového pažení pro obě varianty při první etapě provádění jsou uvedeny v tabulce č. 28.

Varianta č. 1	Rozměry	Výpočet	Cena
Provedení vrtu + zpětný zásyp			1 400 Kč
Fošny tl. 80 mm	$1,0 \cdot 3,5 = 3,5 \text{ m}^2$	$(8000 \cdot 0,08) \cdot 3,5$	2 240 Kč
Kotevní táhla	16,75 m	$16,75 \cdot 1500$	25 125 Kč
Kotvy	6 m	$6,0 \cdot 2400$	14 400 Kč
Převázky U 160 (18,8 kg/m)	8 m	$(8,0 \cdot 18,8) \cdot 20$	3 008 Kč
Štětovnice IIIIn (62,2 kg/m)	4 m	$(4,0 \cdot 62,2) \cdot 20$	4 976 Kč
<b>Cena celkem</b>			<b>51 149 Kč</b>
Varianta č. 2	Rozměry	Výpočet	Cena
Provedení vrtu + zpětný zásyp			1 400 Kč
Fošny tl. 120 mm	$1,0 \cdot 3,5 = 3,5 \text{ m}^2$	$(8000 \cdot 0,12) \cdot 3,5$	3 360 Kč
Kotvy	16,5 m	$16,5 \cdot 2400$	39 600 Kč
Převázky U 120 (13,3 kg/m)	6 m	$(8,0 \cdot 13,3) \cdot 20$	1 596 Kč
IPE 360 (57,1 kg/m)	4 m	$(4,0 \cdot 57,1) \cdot 20$	4 568 Kč
<b>Cena celkem</b>			<b>50 524 Kč</b>

Tab. 28: Přibližné náklady na provedení 1 m záporového pažení

Varianta č. 2 se v první etapě výstavby jeví jako ekonomicky výhodnější. Varianta č. 1 je o 625 Kč dražší než varianta č. 2. Cenový rozdíl nebyl příliš velký, a proto se domnívám, že při výběru varianty je v tomto případě ekonomické hledisko méně podstatné.

Při provádění druhé etapy výstavby byly náklady na provedení 1 m záporového pažení podobné jako v první etapě výstavby.

## 12 GEOTECHNICKÝ MONITORING

Monitoring neboli sledování chování a odezvy pažících konstrukcí je nedílnou součástí projektu na všech významných stavbách. Jde o soubor činností, tedy zejména měření a vyhodnocování výsledků měření za účelem: [12]

- ověření platnosti předpokladů, nebo i výsledků statických výpočtů navržených pažících konstrukcí,
- ověření předpokládaného chování konstrukce z dlouhodobého hlediska, tj. po skončení její výstavby, případně po celou dobu její životnosti.

Ve vztahu k příslušné geotechnické kategorii se výsledky monitoringu interpretují následujícím způsobem:

- pro 1. GK (malé a jednoduché konstrukce) – obvykle postačí vyhodnocení založené na vizuální prohlídce,
- pro 2. GK (obvyklé typy konstrukcí s běžným rizikem a jednoduchými základovými poměry) – obvykle jde o vyhodnocení měření deformací (3D),
- pro 3. GK (konstrukce s neobvyklým rizikem ve složitých základových poměrech) – kromě měření a vyhodnocování deformací v časovém sledu se hodnotí i síly a napětí v konstrukčních prvcích, jakož i pórové tlaky.

Nejdůležitější je geodetické sledování vybraných (a významných) bodů, dostatečně stabilizovaných na pažící konstrukci. Tyto body by měly být měřeny totální stanicí s dostatečnou přesností, která je v řádově v mm. Není zcela vhodné osadit měřické body do hlav zápor, ale spíše je stabilizovat poněkud níže, kde jsou lépe chráněny. Velmi vhodné je osazovat měřické body do převážek, zejména železobetonových. V případě dočasných ocelových převážek je třeba vždy uvážit druh a funkci spoje mezi svislým prvkem a převázkou. Měřické body je třeba navrhovat do vhodných systémů, a ne nahodile. [12]

Inklinometrická měření ve svislých prvcích pažení, tj. umístěná na záporách, v pilotách pilotové stěny, popř. podzemní stěny jsou velice užitečná ovšem pouze tehdy, jsou-li navázána na geodetická měření. Inklinometry nemá smysl přikládat k mikrozáporům z titulu malé ohybové tuhosti této konstrukce, jež se potom může projevit chybami ve

výsledcích měření. Rovněž tak osazení inklinometrů do pažících stěn z tryskové injektáže, popř. stěn z prvků mixed in place, nemá prakticky význam. [12]

Tenzometrická měření napětí v prvcích jsou s ohledem na jejich přesnost přijatelná pouze pro měření významných změn normálových napětí, tudíž v podstatě pro prvky namáhané tlakem, což není přímo případ pažících konstrukcí. Jejich doména je tedy zejména v případě statických zatěžovaných zkoušek na místě betonovaných pilot (kromě pilot CFA), nikoliv pilot v případě pažících stěn. [12]

Rovněž tak umísťování tlakoměrných podušek v základových prvcích, nebo dokonce mimo pažící konstrukci v základové půdě za účelem měření změn napětí spadá do oblasti science fiction, a pokud jej někdo nabízí, svědčí to jednoznačně o jeho „odbornosti“. [12]

Dynamometrická měření změn tlakových či tahových sil (v kotvách, popř. rozpěrách) jsou reálná a mají své významné místo v monitoringu pažících konstrukcí. Jsou v podstatě jedinou možností jak tyto síly sledovat. [12]

Měření změn pórových tlaků pomocí piezometrů je možné, nicméně však pro praktické výsledky málo vhodné, a proto se v případě pažících konstrukcí nepoužívají. [12]

## 12.1 Návrh geotechnického monitoringu

Předmětem monitoringu bylo záporové pažení, prováděné při rekonstrukci koleje č. 1 a 2 Sklenné nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou pro stabilizaci výkopů. Pažící konstrukce všech typů jsou většinou monitorovány geodeticky. Geodetické měření bych navrhovala provádět pomocí totální stanice Leica TRC 1201 R300 s tím, že měřicí body by se nacházely na pažící konstrukci. Základní parametry totální stanice Leica TRC 1201 R300 jsou uvedeny v tabulce č. 29.



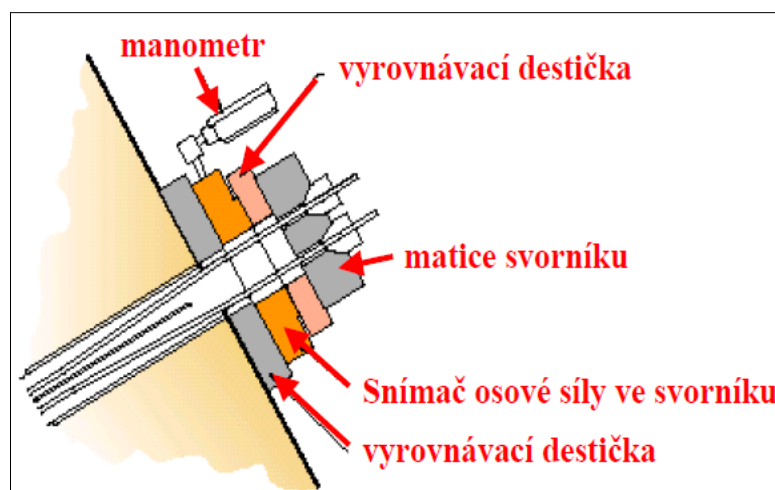
Obr. 56: Leica TRC 1201 R300 [5]

Směrodatná odchylka Hz, V		1" (0,3mgon)
Stupeň rozlišení hodnot		0,1" (0,1mgon)
Kompenzátor		2 osy
		4' (0,07 gon)
Přesnost měření délek		2+2ppm
Dosah dálkoměru	na hranol	1800 - 3500 m
	folie 90% odrazivost	300 m
	folie 18% odrazivost	200 m
Dalekohled	zvětšení	30x
	prům. výstupní čočky	40 mm

Tab. 29: Základní parametry přístroje [5]

*Pozn.: **Grad, gon** - úhlová jednotka vznikající rozdělením kruhu na 400 dílů. Ta se dále dělí na centigrady, miligrady a setiny centigradu (původně nazývané centicentigrady). Rozšířená v praxi inženýrské a tech. geodézie. Centigrad = 1', Setina centigradu = 1''. **Ppm** - Parts per million je výraz pro jednu miliontinu (celku).*

Pro monitorování osových sil v kotvách bych navrhovala použít strunové prstencové dynamometry Geokon. Nejběžnější typ prstencového dynamometru je tvořen měřící buňkou mající tvar mezikruží, která je naplněna kapalinou. Tato buňka se nasazuje mezi dvě ocelové podložky na svorníkovou tyč. Ocelové podložky mají vyrovnávací účinek eliminující možné vlivy ohybových momentů. Změna osově síly vyvolá změnu tlaku kapaliny v buňce, který je odečítán manometrem. [6]



Obr. 57: Schéma instalace prstencových dynamometrů [6]



Obr. 58: Strunové prstencové dynamometry Geokon [6]

U takto malé stavby, resp. rekonstrukci se zpravidla neprovádí rozsáhlý geotechnický monitoring. Úplně postačí geodetické měření pažící konstrukce a monitorování osových sil v kotvách.

## 13 ZÁVĚR

Úkolem diplomové práce byl návrh variant zajištění stability výkopů v prostoru drážního tělesa. V úvodní části je popsáno konstrukční uspořádání pažící konstrukce a poté různé metody zajištění stabilizace výkopů. Větší pozornost je věnována metodě zajištění stability výkopů pomocí záporového pažení. A to z důvodu použití této technologie při rekonstrukci koleje č. 1 a 2 Sklenné nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou, která byla předmětem zpracování mé diplomové práce. Rekonstrukce byla provedena z důvodu zastaralé hydroizolace a z nevyhovující výše říms a křídel mostu. Pro zachování železniční dopravy alespoň v jednom směru, byla rekonstrukce rozdělena do dvou etap. Při této rekonstrukci bylo použito záporového pažení ze štětovnice III<sub>n</sub>, mezi které byla vsazena výdřeva z fošen tl. 80 mm. Kotvení bylo provedeno ve čtyřech kotevních úrovních.

V další kapitole popisují mnou navržené řešení stabilizace výkopů při této rekonstrukci. Jedná se opět o záporové pažení, ale tentokrát jsou záporny zaměněny za ocelové nosníky IPE 360. Mezi ocelové nosníky je vsazena výdřeva z fošen tl. 120 mm. Kotvení bylo provedeno ve třech kotevních úrovních. Tuto podobnou metodu jsem zvolila z důvodu toho, že se jedná o poměrně malou rekonstrukci a jiné varianty by při zachování železniční dopravy nebyly tak vhodné.

Další varianty, jejichž uplatnění při této rekonstrukci bylo nutné zvážit, bylo použití souvislé štětovnicové stěny, mikropilotové stěny, popř. stěny z tryskové injektáže. Nevýhodou štětovnicové stěny je velký hluk a otřesy při jejím provádění. Jelikož se jedná o stavební práce nad klenbou mostu, muselo by se při beranění štětovnic dávat velký pozor, aby nedošlo k porušení klenby mostu. Nejvíce se však štětovnicové stěny používají proti vniku podzemní vody, což ovšem není případ zmiňované rekonstrukce, neboť všechny stavební práce se odehrávají nad klenbou mostu. Použití mikropilotových stěn, popř. stěn z tryskové injektáže má tu nevýhodu, že to jsou pracné a relativně nákladné metody a v obou případech se jedná o trvalé konstrukce. Proto se domnívám, že zvolení záporového pažení při této rekonstrukci bylo vhodné a to jak z hlediska technologické náročnosti, tak i z hlediska finančního.

Hlavní část diplomové práce spočívala ve výpočtu pažení v programových systémech Geo5 a Plaxis 2D. Výpočet byl nejprve proveden v programovém systému Geo5 – Pažení posudek. Zatížení konstrukce bylo stanoveno metodou závislých tlaků, která



respektuje vzájemné spolupůsobení mezi zeminou a konstrukcí. Výstupem výpočtu byly průběhy zemního tlaku po konstrukci, průběh vnitřních sil v konstrukci, síly v kotvách a posudek vnitřní stability kotevního systému. Celkově menších hodnot deformací bylo dosaženo u varianty č. 1, která se v porovnání s variantou č. 2 jevila o něco příznivěji. I přesto byly všechny hodnoty deformací v normě a s dostatečnou rezervou. Poté došlo k posouzení jednotlivých prvků záporového pažení. Zápory byly posouzeny na ohyb, pažiny a převázky na napětí v ohybu. Všechny prvky pažící konstrukce při posouzení vyhověly.

Výpočet byl dále proveden v programovém systému Plaxis 2D, který pracuje na principu metody konečných prvků. Výpočetní model byl zpracován pro nejméně příznivý příčný profil, tedy maximální výšku zajišťovaného výkopu. Výstupem byly hodnoty celkových ( $u$ ), horizontálních ( $u_x$ ) a svislých posunů ( $u_y$ ), dále oblasti zplastizování zeminy a čerpání pevnosti. Varianta č. 1 se v první etapě výstavby jevila jako příznivější, kdežto ve druhé etapě výstavby tomu bylo právě naopak. Všechny hodnoty posunů se pohybovaly v reálných mezích.

Také bylo provedeno ekonomické srovnání obou těchto variant. Byly srovnány náklady na provedení 1 m záporového pažení. Cenový rozdíl nebyl až tak velký, a proto se domnívám, že při výběru varianty je v tomto případě ekonomické hledisko méně podstatné.

V závěru diplomové práce je popsán návrh geotechnického monitoringu pažící konstrukce. Jelikož se jednalo o malou rekonstrukci, nebylo třeba realizovat rozsáhlý geotechnický monitoring. Z tohoto důvodu jsem navrhla pouze geodetické měření pažící konstrukce pomocí totální stanice Leica TRC 1201 R300 a dále měření osových sil v kotvách pomocí prstencových dynamometrů Geokon.

## 14 POUŽITÁ LITERATURA

- [1] BRINKGREVE. R. B. J. *Manual Plaxis*. Balkema. ISBN 90 5809 508 8.
- [2] ČSN EN 1537 : 2001. Provádění speciálních geotechnických prací – Injektované horninové kotvy. Praha: Český normalizační institut. 2001
- [3] ČVUT. Zakládání. [online]. [cit. 2015-11-01].  
Dostupné z: < <http://technologie.fsv.cvut.cz/aitom/podklady/online-zakladani/>>
- [4] FINE spol. s.r.o. Manuál softwaru GEO5. [online]. [cit. 2015-10-015].  
Dostupné z: < <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/pazeni-posudek-01/>>
- [5] GEFOS - 1201. [www.gefos.cz](http://www.gefos.cz) [online]. [cit. 2015-10-24].  
Dostupný z: < <http://www.gefos-leica-cz/cz/leica/produkty/40/tps1200>>
- [6] GEOTECHNICI. [www.geotechnici.cz](http://www.geotechnici.cz) [online]. [cit. 2015-11-15].  
Dostupný z: < <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/kapitola12.pdf>>
- [7] HULLA J., TURČEK P. *Zakladanie stavieb*. Bratislava: Jaga group, s.r.o. 1998  
ISBN 80-88905-05-2.
- [8] ITALINOX [online]. [cit. 2015-11-08].  
Dostupné z: < <http://www.italinox.cz/?p1=tyce&p2=p5&p3=p4>>
- [9] KAHÁNEK, J. *Technologie provádění záporového pažení*. Bakalářská práce. Ostrava 2015. 60 s.
- [10] MAPY. CZ [online]. [cit. 2015-08-24]. Dostupné z:  
< <http://mapy.cz/zakladni?x=15.9885976&y=49.4822820&z=13&source=muni&id=5212>>
- [11] MASOPUST, J. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí*. Příručka k ČSN EN 1997. ČKAIT, Praha 2012. 220 s. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [12] MASOPUST, J. a kolektiv. *Rizika prací speciálního zakládání staveb*. ČKAIT, Praha 2011. 136 s. ISBN 978-80-87438-10-7.
- [13] OCELOVÉ KONSTRUKCE [online]. [cit. 2015-11-08].  
Dostupné z: < <http://ocelbulky.cz/>>
- [14] OSTROV NAD OSLAVOU, oficiální stránky města [online]. [cit. 2015-07-19].  
Dostupné z: < <http://www.ostrovno.cz> >
- [15] ŠOBÁŇ J. *Návrh stavební jámy pro bytový dům*. Bakalářská práce. Brno 2014. 53 s.
- [16] ŠTĚTOVNICE BRNO [online]. [cit. 2015-11-08].  
Dostupné z: < <http://www.stetovnicebrno.cz/>>
- [17] TECHNICKÁ ZPRÁVA. Rekonstrukce koleje č. 1 a 2 Sklenné nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou. SO 04.4 Most před viaduktem Ostrov. MCO Olomouc a.s.
- [18] WIKIPEDIE [online]. [cit. 2015-08-24].  
Dostupné z: < [https://cs.wikipedia.org/wiki/Českomoravská\\_vrchovina](https://cs.wikipedia.org/wiki/Českomoravská_vrchovina)>

## 15 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1: Hlavní části konstrukce pažené stavební jámy [11, 12] .....	4
Obr. 2: Schéma záporového pažení [7, 9] .....	9
Obr. 3: Kotvení pomocí převázek [3] .....	12
Obr. 4: Skutečná poloha provedených sond (zelené označení) .....	16
Obr. 5: Kolej č. 1 a 2 Sklenná nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou .....	19
Obr. 6: SO 04.5 most v km 75,556 před viaduktem Ostrov .....	20
Obr. 7: Osazení a aktivace třetí řady kotev .....	22
Obr. 8: Záporové pažení ze štětovnic IIIIn .....	23
Obr. 9: Dokončená oprava mostu v km 75,556 před viaduktem Ostrov .....	24
Obr. 10: Modelové schéma .....	27
Obr. 11: Modul reakce podloží a zemní tlaky .....	28
Obr. 12: Vnitřní síly .....	28
Obr. 13: Deformace a tlak na konstrukci .....	29
Obr. 14: Modelové schéma .....	30
Obr. 15: Modul reakce podloží a zemní tlaky .....	31
Obr. 16: Vnitřní síly .....	31
Obr. 17: Deformace a tlak na konstrukci .....	32
Obr. 18: Statické schéma pažení [3] .....	33
Obr. 19: Modelové schéma .....	39
Obr. 20: Modul reakce podloží a zemní tlaky .....	40
Obr. 21: Vnitřní síly .....	41
Obr. 22: Deformace a tlak na konstrukci .....	41
Obr. 23: Modelové schéma .....	42
Obr. 24: Modul reakce podloží a zemní tlaky .....	43
Obr. 25: Vnitřní síly .....	44
Obr. 26: Deformace a tlak na konstrukci .....	44
Obr. 27: Modelové schéma .....	46
Obr. 28: Modul reakce podloží a zemní tlaky .....	47
Obr. 29: Vnitřní síly .....	47
Obr. 30: Deformace a tlak na konstrukci .....	48
Obr. 31: Modelové schéma .....	49
Obr. 32: Modul reakce podloží a zemní tlaky .....	50

Obr. 33: Vnitřní síly .....	50
Obr. 34: Deformace a tlak na konstrukci .....	51
Obr. 36: Schéma modelu .....	58
Obr. 37: Celkové posuny ( $u$ ) .....	60
Obr. 38: Celkové posuny ( $u$ ) .....	60
Obr. 39: Horizontální posuny ( $u_x$ ) .....	60
Obr. 40: Horizontální posuny ( $u_x$ ) .....	60
Obr. 41: Svislé posuny ( $u_y$ ) .....	61
Obr. 42: Svislé posuny ( $u_y$ ) .....	61
Obr. 43: Čerpání pevnosti.....	62
Obr. 44: Čerpání pevnosti.....	62
Obr. 45: Oblasti zplastizování zeminy .....	62
Obr. 46: Oblasti zplastizování zeminy .....	62
Obr. 47: Celkové posuny ( $u$ ) .....	63
Obr. 48: Celkové posuny ( $u$ ) .....	63
Obr. 49: Horizontální posuny ( $u_x$ ) .....	63
Obr. 50: Horizontální posuny ( $u_x$ ) .....	63
Obr. 51: Svislé posuny ( $u_y$ ) .....	63
Obr. 52: Svislé posuny ( $u_y$ ) .....	63
Obr. 53: Čerpání pevnosti.....	64
Obr. 54: Čerpání pevnosti.....	64
Obr. 55: Oblasti zplastizování zeminy .....	65
Obr. 56: Oblasti zplastizování zeminy .....	65
Obr. 57: Leica TRC 1201 R300 [5] .....	69
Obr. 58: Schéma instalace prstencových dynamometrů [6] .....	70
Obr. 59: Strunové prstencové dynamometry Geokon [6] .....	70

## 16 SEZNAM TABULEK

Tab. 1: Vývrt V 2.1 .....	17
Tab. 2: Vývrt V 2.2 .....	17
Tab. 3: Rozměry a statické parametry jednotlivých profilů štětovnic [16].....	26
Tab. 4: Parametry štětovnice IIIIn .....	26
Tab. 5: Parametry zeminy.....	26
Tab. 6: Parametry kotev .....	27
Tab. 7: Posouzení vnitřní stability kotevního systému .....	29
Tab. 8: Parametry kotev .....	30
Tab. 9: Posouzení vnitřní stability kotevního systému .....	32
Tab. 10: Rozměry a statické parametry jednotlivých profilů IPE [8].....	38
Tab. 11: Parametry profilu IPE 360.....	38
Tab. 12: Parametry kotev .....	39
Tab. 13: Posouzení vnitřní stability kotevního systému .....	42
Tab. 14: Posouzení vnitřní stability kotevního systému .....	45
Tab. 15: Parametry kotev .....	46
Tab. 16: Posouzení vnitřní stability kotevního systému .....	48
Tab. 17: Posouzení vnitřní stability kotevního systému .....	51
Tab. 18: Přehled výsledků z programu Geo5 .....	55
Tab. 19: Parametry zeminy.....	56
Tab. 20: Vstupní parametry roznášecího prahu .....	57
Tab. 21: Vstupní parametry pažící stěny.....	57
Tab. 22: Vstupní parametry kotev .....	57
Tab. 23: Vstupní parametry pažící stěny.....	57
Tab. 24: Vstupní parametry kotev .....	57
Tab. 25: Výsledky z 1. Etapy výstavby.....	61
Tab. 26: Výsledky z 2. Etapy výstavby.....	64
Tab. 27: Shrnutí výsledků.....	65
Tab. 28: Přibližné náklady na provedení 1 m záporového pažení .....	66
Tab. 29: Základní parametry přístroje [5] .....	69